សិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំអំពីដែក
LRFD STEEL DESIGN

អ្នកនិពន្ធ: **WIILIAM T. SEGUI**

បកប្រែដោយ: **តេង ឆាយ**

វិទ្យាស្ថានជាតិពហុបច្ចេកទេសកម្ពុជា

មហាវិទ្យាល័យសំណង់ស៊ីវិល

ឆ្នាំ ២០១០

មាតិកា

Contents

I. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

II. គោលគំនិតក្នុងការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំដែក (Concepts in Structural Steel Design)

III. គ្រឿងបង្គុំរងការទាញ (Tension Members)

IV. គ្រឿងបង្គុំរងការសង្កត់
Compression Members

V. ធ្នឹម
Beams

VI. ធ្នឹម-សសរ

Beam-Columns

VII. តំណសាមញ្ញ

Simple Connections

VIII. តំណចាកផ្ចិត

Eccentric Connections

IX. គ្រឿងបង្គុំសមាស

Composite Construction

X. រតដែកបន្ទះ
Plate Girder

Appendix A. ការគណនា និងការវិភាគដោយលក្ខណៈប្លាស្ទិច
Plastic Analysis and Design

Appendix B. ការគណនាគ្រឿងបង្គុំដែកដោយឈរលើកុងត្រាំងអនុញ្ញាត
Structural Steel Design Based on Allowable Stress

I. សេចក្តីផ្តើម
Introduction

១.១. ការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំ Structural Design

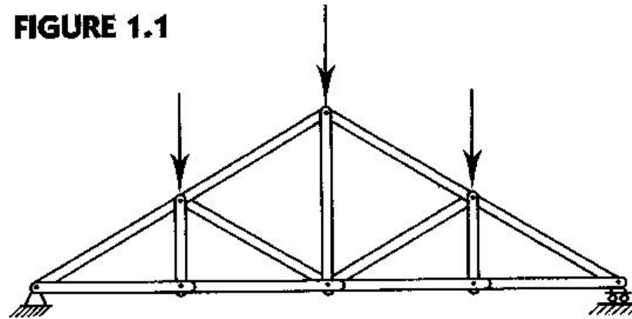
ការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំសំណង់អគារ ទោះជាគ្រឿងបង្គុំអំពីដែក ឬអំពីបេតុងពង្រឹងដោយដែកក៏ដោយ គឺគេតម្រូវឱ្យកំណត់ និងជ្រើសរើសមុខកាត់សមរម្យរបស់អង្គត់គ្រឿងបង្គុំទាំងអស់ ដើម្បីទប់ទល់នឹង បន្ទុកខាងក្រៅទាំងអស់ដែលមានអំពើមកលើគ្រឿងបង្គុំ។ ក្នុងករណីជាច្រើន ស្ថាបត្យករមានតួនាទីរចនាម៉ូតអគារដោយរួមមានការរៀបចំចំនួនជាន់របស់អគារ និងការរៀបចំប្លង់តាមជាន់នីមួយៗ ហើយវិស្វករគ្រឿងបង្គុំត្រូវធ្វើការក្នុងដែនកំណត់នៃការរចនានេះ។ ជាការដែលប្រសើរបំផុតគឺ វិស្វករ និងស្ថាបត្យករត្រូវសហការគ្នាក្នុងដំណើរការរចនា និងសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំនេះដើម្បីបញ្ចប់គំរោងដោយទទួលបានជោគជ័យ។ ដំណើរការនៃការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំត្រូវបានសង្ខេបដូចតទៅៈ ស្ថាបត្យករជាអ្នកសំរេចនូវសោភ័ណភាពរបស់អគារ ហើយវិស្វករជាអ្នកសិក្សាគណនាមុខកាត់របស់គ្រឿងបង្គុំប្រកបដោយលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច និងដោយធានានូវស្ថិរភាពដល់សំណង់អគារ។ វិស្វករគ្រឿងបង្គុំត្រូវគិតជាចំបងនូវសុវត្ថិភាព បន្ទាប់មកគឺការប្រើប្រាស់ និងលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច។ លក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចនៅក្នុងសំណង់គឺ សំដៅលើការប្រើប្រាស់នូវសម្ភារៈ និងកម្លាំងពលកម្មយ៉ាងមានប្រសិទ្ធភាព។

ការសិក្សាគណនាដ៏ល្អគឺទាមទារនូវប្លង់គ្រោងយ៉ាងច្រើន ដោយរួមមានការតម្រៀបអង្គត់ និងការតភ្ជាប់អង្គត់តាមបែបផែនខុសៗគ្នា ហើយធ្វើការប្រៀបធៀបនូវលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចរបស់វា។ សម្រាប់ប្លង់គ្រោងនីមួយៗដែលត្រូវធ្វើការអង្កេត គេត្រូវសិក្សាគណនាមុខកាត់របស់អង្គត់នីមួយៗ។ ដើម្បីធ្វើដូចនេះបាន ជាដំបូងគេត្រូវការសិក្សាវិភាគគ្រឿងបង្គុំ ហើយគណនាកម្លាំង និងម៉ូម៉ង់ពត់របស់អង្គត់នីមួយៗ។ ជាមួយនឹងទិន្នន័យទាំងនេះអ្នកសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំអាចជ្រើសរើសមុខកាត់បានយ៉ាងសមស្រប។ ប៉ុន្តែ មុននឹងធ្វើការសិក្សាវិភាគគ្រឿងបង្គុំ គេត្រូវសំរេចជាដំបូងនូវសម្ភារៈសម្រាប់ប្រើប្រាស់ក្នុងគ្រឿងបង្គុំ ដែលជាទូទៅមានបេតុងពង្រឹងដោយដែក គ្រឿងបង្គុំអំពីដែក និងបន្សំនៃសម្ភារៈទាំងពីរ។ ជាការប្រសើបំផុត គេគួររៀបចំនូវជម្រើសនៃការសិក្សាគណនាពីសម្ភារៈទាំងនេះ។

នៅក្នុងសៀវភៅនេះ មានតែការណែនាំពីការសិក្សាគណនាមុខកាត់គ្រឿងបង្គុំអំពីដែក និងការតភ្ជាប់របស់វាតែប៉ុណ្ណោះ។ វិស្វករគ្រឿងបង្គុំត្រូវជ្រើសរើស និងផ្ទៀងផ្ទាត់ប្រព័ន្ធគ្រឿងបង្គុំទាំងអស់ដើម្បីទទួលបាននូវការសិក្សាគណនាប្រកបដោយលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច និងសុវត្ថិភាព។

មុននឹងរៀបរាប់ពីគ្រឿងបង្គុំអំពីដែក យើងចាំបាច់ត្រូវស្គាល់ប្រភេទអង្គត់នីមួយៗរបស់គ្រឿងបង្គុំជាមុនសិន។ រូបទី ១.១ បង្ហាញពី truss ជាមួយនឹងកម្លាំងចំចំណុចបញ្ឈរដែលអនុវត្តត្រង់តំណនៃអង្គត់ខាងលើ។ ដោយ

វក្សានូវការសន្មត់នៃការវិភាគ truss (តំណ pinned និងកម្លាំងអនុវត្តតែលើតំណ) អង្កត់របស់ truss ជាអង្កត់រងកម្លាំងពីរ (two-force member) ដែលរងកម្លាំងសង្កត់ ឬកម្លាំងទាញតាមអ័ក្ស។ សម្រាប់ truss ទម្រសាមញ្ញដែលរងបន្ទុកដូចបង្ហាញក្នុងរូប ១.១ អង្កត់ខាងលើជាអង្កត់រងការសង្កត់ ហើយអង្កត់ខាងក្រោមជាអង្កត់រងការទាញ។ អង្កត់ទ្រនុងអាចជាអង្កត់រងការទាញ ឬរងការសង្កត់ដោយអាស្រ័យទៅលើទីតាំង ទិសទម្រុយ និងទីតាំងរបស់បន្ទុក។

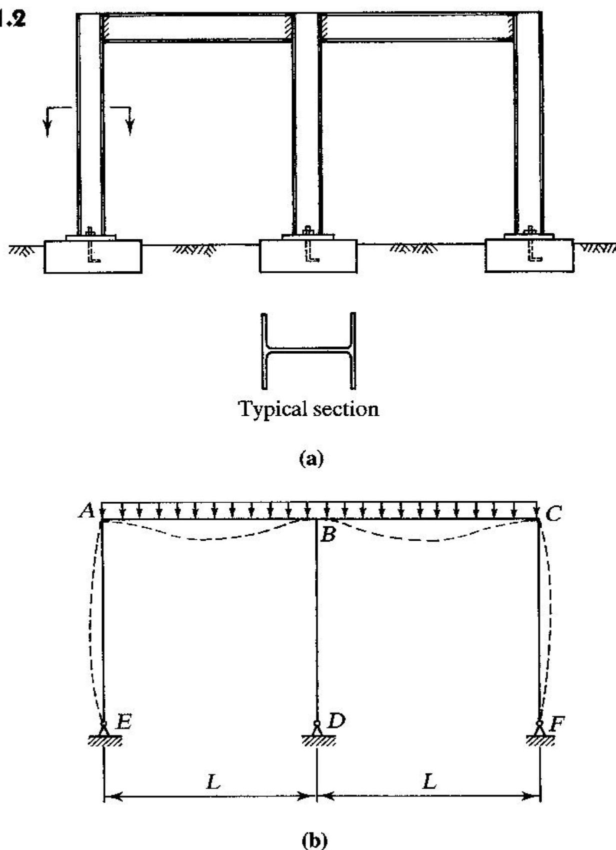

FIGURE 1.1

ប្រភេទផ្សេងទៀតរបស់អង្កត់ត្រូវបានបង្ហាញជាមួយនឹងគ្រោងតំណរឹង (rigid frame) នៅក្នុងរូបទី ១.២។ អង្កត់របស់គ្រោងនេះត្រូវបានតភ្ជាប់យ៉ាងរឹងដោយទឹកបន្សារ នឹងអាចសន្មត់ជាគ្រឿងបង្កុំជាប់។ នៅត្រង់ទម្រ អង្កត់ត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងបន្ទះចតុកោណដែលភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងទៅនឹងគ្រឹះបេតុង។ ដោយដាក់គ្រោងនេះស្របៗគ្នា ហើយភ្ជាប់ពួកវាដោយអង្កត់បន្ថែម ដែលបន្ទាប់មកត្រូវបានគ្របដោយសម្ភារៈដំបូល និងបិទបាំងដោយសម្ភារៈជញ្ជាំងដើម្បីបង្កើតបានជាប្រព័ន្ធសំណង់ទូទៅ។ ការលំអិតសំខាន់មិនត្រូវបានរៀបរាប់ទេ ប៉ុន្តែអគារពាណិជ្ជកម្មខ្នាតតូចត្រូវបានសាងសង់តាមលក្ខណៈបែបនេះ។ ការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្កុំ និងការសិក្សាវិភាគគ្រោងនីមួយៗរបស់ប្រព័ន្ធចាប់ផ្តើមជាមួយនឹងគ្រោងក្នុងប្លង់ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.២ b។ ចំណាំថា ទម្រត្រូវបានបង្ហាញជាទម្រសន្លាក់ (hinges or pinned) មិនមែនទម្របង្កប់ (fixed)។ ប្រសិនបើជើងតាងមានលទ្ធភាពរងម៉ូម៉ង់វិលស្តួចស្តើង ឬប្រសិនបើការតភ្ជាប់មានលក្ខណៈបត់បែន (flexible) គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីអនុញ្ញាតឱ្យមានម៉ូម៉ង់វិល នោះគេចាត់ទុកវាជាទម្រសន្លាក់ (pinned)។ ការសន្មត់នៅក្នុងវិធីទូទៅនៃការសិក្សាវិភាគគ្រឿងបង្កុំគឺ កំហូចទ្រង់ទ្រាយមានតម្លៃតូច ដែលមានន័យថាម៉ូម៉ង់វិលដ៏តិចតួចរបស់ទម្រអាចធ្វើឱ្យទម្រមានលក្ខណៈជាតំណសន្លាក់ (pinned) បាន។

នៅពេលដែលគេទទួលបាននូវរាងធរណីមាត្ររបស់គ្រោង និងលក្ខខណ្ឌទម្រហើយ គេអាចកំណត់ការដាក់បន្ទុកបាន។ ការកំណត់បន្ទុកនេះទាក់ទងនឹងការចែករំលែកបន្ទុកសរុបទាំងអស់ទៅគ្រោងនីមួយៗ។ ប្រសិនបើគ្រោងដែលពិចារណារងបន្ទុកដំបូលពង្រាយស្មើ នោះគ្រោងនីមួយៗដែលទទួលនូវចំណែករបស់បន្ទុកនេះនឹងមានទម្រង់ជាបន្ទុកពង្រាយស្មើដែលមានលក្ខណៈជាបន្ទាត់ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.២ b។

សម្រាប់ការដាក់បន្ទុកដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.២ b គ្រោងនឹងខូចទ្រង់ទ្រាយដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបដោយខ្សែដាច់។ អង្គត់នីមួយៗរបស់គ្រោងត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ដោយអាស្រ័យទៅលើប្រភេទនៃការធ្វើការដែលសំដែងដោយរូបរាងដែលខូចទ្រង់ទ្រាយ។ អង្គត់ដេក *AB* និង *BC* រងការពត់បង្កោង (bending or flexure) ត្រូវបានគេហៅថាធ្នឹម (beam)។ អង្គត់បញ្ឈរ *BD* ដែលរងម៉ូម៉ង់គូ (couple) ដែលបញ្ជូនពីធ្នឹមនីមួយៗ (ប៉ុន្តែសម្រាប់គ្រោងស៊ីមេទ្រីដូចបង្ហាញ វាមានតម្លៃដូចគ្នា តែទិសដៅផ្ទុយគ្នា) ដូចនេះគេអាចចោលម៉ូម៉ង់គូ (couple) នេះបាន។ ដូចនេះ អង្គត់ *BD* រងតែកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្សដែលបានពីបន្ទុកបញ្ឈរ។ នៅក្នុងសំណង់ អង្គត់រងការសង្កត់បញ្ឈរដូចអ្វីដែលបានរៀបរាប់ត្រូវបានគេហៅថាសសរ (column)។ ចំណែកអង្គត់បញ្ឈរពីរផ្សេងទៀត *AE* និង *CF* មិនត្រឹមតែទ្រទ្រង់កម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្សប៉ុណ្ណោះទេ ប៉ុន្តែវាថែមទាំងទប់ទល់នឹងការពត់បង្កោងដែលមានតម្លៃធំទៀតផង។ អង្គត់បែបនេះត្រូវបានគេហៅថា beam-column។ ជាក់ស្តែងគ្រប់អង្គត់ទាំងអស់ ទោះជាត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជាធ្នឹម ឬសសរក៏ដោយ ក៏វានៅតែរងបន្ទុកតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់ដែរ ប៉ុន្តែនៅក្នុងករណីជាច្រើន គេអាចចោលឥទ្ធិពលណាដែលមានតម្លៃតូចបាន។

បន្ថែមពីលើប្រភេទអង្គត់ដែលបានពណ៌នាខាងលើ សៀវភៅនេះនឹងរៀបរាប់ពីការគណនាការតភ្ជាប់ និងអង្គត់ពិសេសៗដូចតទៅ: composite beam, composite column និង plate girder។



១.២. បន្ទុក Loads

កម្លាំង (force) ដែលមានអំពើលើគ្រឿងបង្គុំត្រូវបានគេហៅថាបន្ទុក (load)។ បន្ទុកត្រូវបានចែកចេញជាពីរប្រភេទធំៗគឺៈ បន្ទុកថេរ (dead load) និងបន្ទុកអថេរ (live load)។ បន្ទុកថេរជាបន្ទុកដែលស្ថិតនៅជាអចិន្ត្រៃយ៍ដែលរួមមានទម្ងន់របស់គ្រឿងបង្គុំខ្លួនឯង ដែលគេឱ្យឈ្មោះថាបន្ទុកផ្ទាល់ខ្លួន (self-weight)។ បន្ថែមពីលើបន្ទុកផ្ទាល់ខ្លួន (self-weight) បន្ទុកថេរ (dead load) នៅក្នុងអគាររួមមានទម្ងន់របស់ nonstruc-tural component ដែលមានដូចជា floor covering, partition និង suspended ceilings (ជាមួយនឹងប្រព័ន្ធអគ្គិសនី សម្ភារៈមេកានិច និងប្រព័ន្ធទឹក)។ គ្រប់បន្ទុកដែលបានរៀបរាប់ជាបន្ទុកដែលទាក់ទងទៅនឹងទំនាញផែនដីហើយត្រូវបានគេហៅថា gravity loads។ បន្ទុកអថេរដែលអាចជា gravity load ជាបន្ទុកដែលមិននៅស្ថិតស្ថេរដូចបន្ទុកថេរទេ។ វាអាច ឬមិនអាចមានអំពើលើគ្រឿងបង្គុំគ្រប់ពេល ហើយទីតាំងរបស់វាក៏មិនជាប់លាប់ដែរ។ បន្ទុកអថេររួមមាន គ្រឿងសង្ហារឹម សម្ភារៈ ទម្ងន់របស់មនុស្សដែលរស់នៅលើអគារ។ ជាទូទៅគេមិនអាចកំណត់ទំហំរបស់បន្ទុកអថេរ (live load) បានជាក់លាក់ដូចបន្ទុកថេរ (dead load) ទេ ដូចនេះទំហំរបស់វាជាទំហំប៉ាន់ស្មាន។ ក្នុងករណីជាច្រើន គេត្រូវធ្វើការអង្កេតទៅលើអង្កត់គ្រឿងបង្គុំសម្រាប់ទីតាំងផ្សេងៗរបស់បន្ទុកអថេរ (live load) ដែលការធ្វើបែបនេះគេនឹងមិនមើលរំលងពីលក្ខខណ្ឌបាក់ដ៏គ្រោះថ្នាក់ឡើយ។

ប្រសិនបើគេអនុវត្តបន្ទុកអថេរទៅលើគ្រឿងបង្គុំយឺតៗ ដោយមិនដកចេញ ឬដាក់ឡើងវិញសារចុះសារឡើង នោះគេវិភាគគ្រឿងបង្គុំជាលក្ខណៈស្តាទិច។ ប្រសិនបើគេអនុវត្តបន្ទុកយ៉ាងលឿន ដូចក្នុងករណីគ្រឿងបង្គុំទ្រឧបករណ៍ស្វ័យចល័ត គេត្រូវគិតបញ្ចូលឥទ្ធិពលទង្គិច។ ប្រសិនបើបន្ទុកត្រូវបានដាក់ និងដកចុះឡើងៗច្រើនដងក្នុងមួយជីវិតរបស់គ្រឿងបង្គុំ fatigue stress នឹងក្លាយជាបញ្ហាដែលគេត្រូវយកមកសិក្សា។ បន្ទុកទង្គិចកើតមានចំពោះអគារក្នុងករិតតិចតួច ដូចជាអគារឧស្សាហកម្ម ចំណែកឯ fatigue load គឺកំរនឹងកើតមានណាស់ ព្រោះមុននឹង fatigue ក្លាយជាបញ្ហា លុះត្រាតែវដ្តនៃការដាក់បន្ទុកមានរាប់ពាន់ដង។ ដោយមូលហេតុនេះ គ្រប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុកទាំងអស់ដែលមាននៅក្នុងសៀវភៅនេះត្រូវបានគេគិតជាបន្ទុកស្តាទិច ហើយគេមិនពិចារណាពី fatigue ទេ។

ដោយសារធម្មជាតិមិនឋិតថេររបស់ខ្យល់បក់ខ្ទប់ និងបឺតនៅលើផ្ទៃខាងក្រៅរបស់អគារ គេចាត់ទុកខ្យល់ក្នុងជំពូកបន្ទុកអថេរដែរ។ ប៉ុន្តែដោយសារការគណនាបន្ទុកខ្យល់មានលក្ខណៈស្មុគស្មាញ គេចាត់ទុកវាក្នុងជំពូកដាច់ដោយឡែក។ ដោយសារបន្ទុកខាង (lateral load) មានឥទ្ធិពលយ៉ាងខ្លាំងចំពោះអគារខ្ពស់ៗ ដូចនេះ ខ្យល់មានលក្ខណៈមិនសំខាន់ចំពោះអគារទាបៗទេ ប៉ុន្តែ uplift នៃប្រព័ន្ធដំបូលស្រាលអាចមានគ្រោះថ្នាក់។ ទោះបីជាខ្យល់មានវត្តមានគ្រប់ពេលក៏ដោយ ក៏គេមិនពិចារណាវាជាញឹកញាប់ក្នុងការសិក្សាគណនាដែរ ហើយគេក៏មិនចាត់ទុកវាជា fatigue load ទេ។

បន្ទុករញ្ជួយដីជាជំពូកពិសេសមួយទៀតដែលគេចាំបាច់ពិចារណាពីវាសម្រាប់តែទីតាំងភូមិសាស្ត្រណាដែលអាចកើតមានរញ្ជួយដីប៉ុណ្ណោះ។ ការសិក្សាវិភាគគ្រឿងបង្គុំដែលរងឥទ្ធិពលរញ្ជួយដីទាមទារការសិក្សាវិភាគ structure's response ទៅនឹងចលនារបស់ដីដែលបង្កើតឡើងដោយរញ្ជួយដី។ ពេលខ្លះគេប្រើវិធីងាយស្រួលដែលឥទ្ធិពលរញ្ជួយដីត្រូវបាន simulate ដោយប្រើប្រព័ន្ធកម្លាំងដេក ដែលមានលក្ខណៈដូចជាសម្ពាធខ្យល់ដោយដាក់វាឱ្យមានអំពើតាមជាន់នីមួយៗរបស់អគារ។

ព្រឹលជាប្រភេទបន្ទុកអថេរមួយបែបទៀតដែលត្រូវគិតក្នុងជំពូកដាច់ដោយឡែក។ ព្រឹលអាចគរជាពំនូក។

បន្ទុកអថេរផ្សេងទៀតក៏ត្រូវបានចាត់ទុកក្នុងជំពូកដាច់ដោយឡែកដែរ ដូចជាសម្ពាធ hydrostatic និងសម្ពាធដី។

១.៣. Building Codes

អគារត្រូវបានសិក្សាគណនា (design) និងសាងសង់ដោយអាស្រ័យលើអ្វីដែលបានចែងនៅក្នុង building code ដែលជាឯកសារច្បាប់ដែលមានតម្រូវការទាក់ទងទៅនឹងសុវត្ថិភាពរបស់គ្រឿងបង្គុំ សុវត្ថិភាពលើអគ្គីភ័យ ការរៀបចំប្រព័ន្ធទឹក ការរៀបចំប្រព័ន្ធខ្យល់ និងការសំរួលការប្រើប្រាស់ដល់ជនពិការ។ Building code មិនបានផ្តល់នូវលំនាំសិក្សាគណនា (design) ទេ ប៉ុន្តែវាកំណត់នូវតម្រូវការក្នុងការសិក្សាគណនា (design)។ លក្ខណៈសំខាន់សម្រាប់វិស្វករគ្រឿងបង្គុំគឺបញ្ញត្តពីបន្ទុកអថេរអប្បបរមាដែលមានអំពើលើអគារ។

បច្ចុប្បន្ន គេមាន building code មួយដែលអាចសំរួលដល់ការងាររបស់វិស្វករដែលសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំទាំងនៅសហរដ្ឋអាមេរិច ក៏ដូចបណ្តាប្រទេសផ្សេងៗគឺ International Building Code (IBC)។

១.៤. Design Specifications

ផ្ទុយពី building code, design specification ផ្តល់នូវការណែនាំលំអិតសម្រាប់ការសិក្សាគណនាអង្គត់គ្រឿងបង្គុំ និងការតភ្ជាប់របស់វា។ Design Specification តំណាងឱ្យការអនុវត្តវិស្វកម្មដ៏ល្អដែលឈរលើការសិក្សាស្រាវជ្រាវចុងក្រោយបំផុត។ វាត្រូវបានកែសំរួល និងធ្វើឱ្យកាន់តែប្រសើរឡើងតាមខួប។ ដូចគ្នា នឹង building code ដែរ design specification ត្រូវបានគេសរសេរឡើងក្នុងទម្រង់ច្បាប់ដោយអង្គការដែលមិនរកផលចំណេញ។

Specification ដែលវិស្វករគ្រឿងបង្គុំចាប់អារម្មណ៍ច្រើនគឺ specification ដែលបោះពុម្ពផ្សាយដោយអង្គការដូចខាងក្រោមៈ

1. American Institute of Steel Construction (AISC): Specification នេះផ្តល់ឱ្យសម្រាប់សិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំអំពីដែក និងការតភ្ជាប់របស់វា។ វាជា Specification ចំបងដែលយកចិត្តទុកដាក់ដោយសៀវភៅនេះ (AISC, 1993)។
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Specification នេះគ្របដណ្តប់លើការសិក្សាគណនាស្ពាន highway និងគ្រឿងបង្គុំទាក់ទងផ្សេងៗទៀត។ វាផ្តល់គ្រប់សម្ភារៈទាំងអស់ដែលប្រើជាទូទៅសម្រាប់ស្ពានដែលមានដូចជា ដែក បេតុងពង្រឹងដោយដែក និងឈើ (AASHTO, 1992, 1994)។
3. American Railway Engineering Association (AREA): ឯកសារនេះគ្របដណ្តប់លើការសិក្សាគណនាស្ពានសម្រាប់រថភ្លើង និងគ្រឿងបង្គុំដែលទាក់ទងផ្សេងទៀត (AREA, 1992)។
4. American Iron and Steel Institute (AISI): specification នេះដោះស្រាយជាមួយនឹង cold-formed steel ដែលមានរៀបរាប់នៅក្នុងកថាខណ្ឌ ១.៦ ក្នុងសៀវភៅនេះ (AISI, 1996)។

១.៥. គ្រឿងបង្គុំអំពីដែក Structural Steel

គេប្រើប្រាស់ដែកដំបូងបង្អស់សម្រាប់សម្ភារៈតូចៗតាំងពីប្រហែល ៤000ឆ្នាំមុនគ្រិស្តសករាជ (Murphy, 1957)។ សម្ភារៈនេះមានទម្រង់ជា wrought iron ដែលផលិតដោយការដុតរ៉ែដែកនៅក្នុងភ្លើង។ នៅក្នុងអំឡុង ចុងសតវត្សរ៍ទី ១៨ និងដើមសតវត្សរ៍ទី ១៩ cast iron និង wrought iron ត្រូវបានប្រើសម្រាប់សំណង់ស្ពាន។ ដែកសំណង់ (steel) ជាសំលោហៈនៃ iron និងកាបូន។ ដែកមានសារៈធាតុមិនសុទ្ធ និងកាបូនតិចជាង cast iron ដែលត្រូវបានគេប្រើសម្រាប់សំណង់ធន់ធ្ងន់ដំបូងក្នុងសតវត្សរ៍ទី ១៩។ ជាមួយនឹងការមកដល់នៃការកែប្រែរបស់ Bessemer នៅក្នុងឆ្នាំ ១៨៥៥ ដែកចាប់ផ្តើមជំនួស wrought iron និង cast iron ក្នុងសំណង់។

លក្ខណៈរបស់ដែកដែលវិស្វករគ្រឿងបង្គុំចាប់អារម្មណ៍ខ្លាំងជាងគេគឺដ្យាក្រាមនៃលទ្ធផលដែកទាញ។ ប្រសិនបើសំណាកគំរូពិសោធន៍រងកម្លាំងតាមអ័ក្ស P ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៣ a នោះកុងត្រាំង (stress) និងបម្រែបម្រួលរាងធៀប (strain) អាចត្រូវបានកំណត់តាមរូបមន្តដូចខាងក្រោម៖

$$f = \frac{P}{A} \quad \text{និង} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

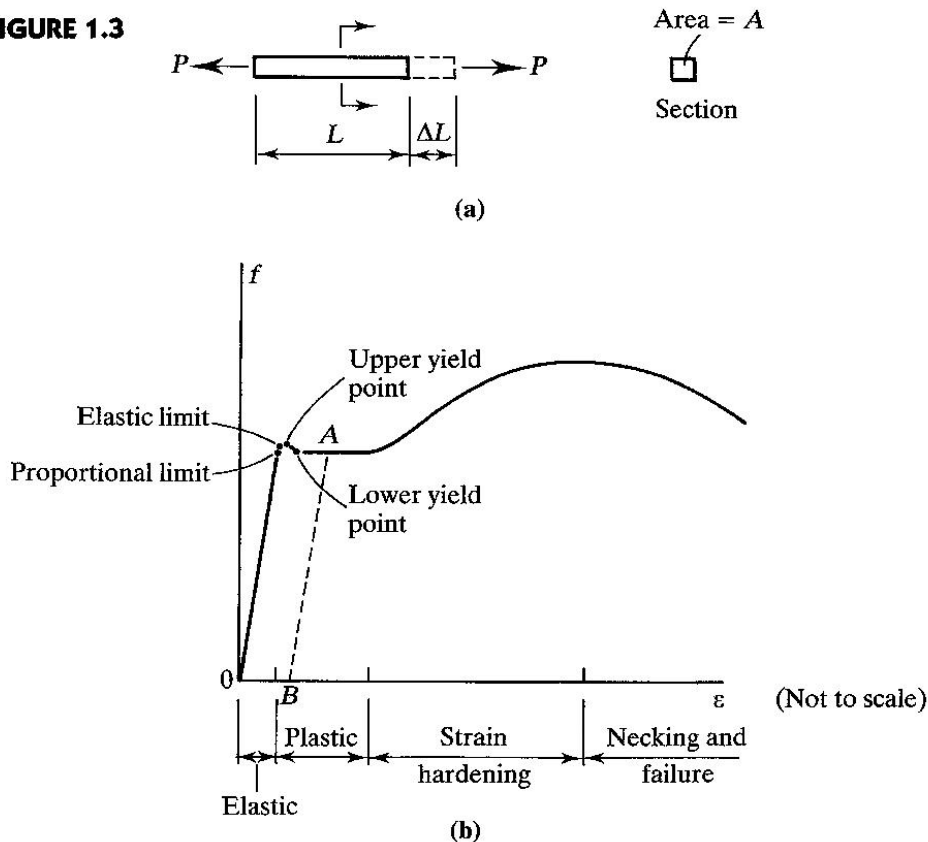
ដែល $f =$ កុងត្រាំងកម្លាំងទាញតាមអ័ក្ស

$A =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់

$\varepsilon =$ strain តាមអ័ក្ស

L = ប្រវែងរបស់សំណាកគំរូ

ΔL = កំហូចទ្រង់ទ្រាយ



ប្រសិនបើគេបង្កើនបន្ទុកពីសូន្យទៅដល់ចំណុចដាច់ (fracture) (កុងត្រាំង និង strain ត្រូវបានគេគណនាតាមជំហានទីមួយ។) ខ្សែកោងទំនាក់ទំនងរវាងកុងត្រាំង និងបម្រែបម្រួលរាងធៀប (stress-strain curve) ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៣ b ។ ខ្សែកោងនេះសម្រាប់ប្រភេទដែកស្វិត (ductile, mild or steel) ។ ទំនាក់ទំនងរវាងកុងត្រាំង និង strain មានលក្ខណៈជាបន្ទាត់ពីចំណុចសូន្យរហូតដល់ដែនកំណត់សមាមាត្រ (proportional limit) ដែលក្នុងចន្លោះនេះសម្ភារៈគោរពតាមច្បាប់ហ៊ូក (Hook’s law) ។ បន្ទាប់មកវាទៅដល់ចំណុច yield ខាងលើយ៉ាងលឿនរួចធ្លាក់មកចំណុច yield ខាងក្រោម។ បន្ទាប់ពី នោះកុងត្រាំងនៅរក្សាតម្លៃថេរ ទោះបីជា strain នៅតែបន្តកើនឡើងក៏ដោយ។ នៅត្រង់តំណាក់កាលនៃការដាក់បន្ទុកនេះ សំណាកគំរូពិសោធន៍នៅតែបន្តលូតវែង ទោះបីជាគេមិនបង្កើនបន្ទុកក៏ដោយ (តែបន្ទុកក៏មិនត្រូវបានដកដែរ) ។ តំបន់កុងត្រាំងថេរនេះត្រូវបានគេហៅថាតំបន់ប្លាស្ទិច (plastic range or yield plateau) ។ នៅត្រង់ strain ដែលមានតម្លៃប្រហែល 12ដងនៃ strain នៅតំបន់ yield, strain hardening ចាប់ផ្តើមកើតមាន ហើយគេត្រូវការ

បន្ទុកបន្ថែម (ឬកុងត្រាំងបន្ថែម) ដើម្បីធ្វើឱ្យមានសាច់លូតបន្ថែម (ឬ strain)។ ក្រោយពេល វាទៅដល់ចំណុចកុងត្រាំងអតិបរមា សំណាកគំរូចាប់ផ្តើម neck down ដែលធ្វើឱ្យកុងត្រាំងចាប់ផ្តើមថយចុះ តែ strain នៅតែបន្តកើនឡើងដដែល ហើយកើតមាន fracture ។

ទោះបីជាមុខកាត់ត្រូវបានកាត់បន្ថយក្នុងអំឡុងពេលដាក់បន្ទុកក៏ដោយ (Poisson effect) ក៏គេនៅតែប្រើក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដើមដើម្បីគណនាកុងត្រាំងទាំងអស់។ កុងត្រាំងដែលបានពីការគណនាតាមវិធីនេះ ត្រូវបានគេស្គាល់ថាជា engineering stress ។ ប្រសិនបើគេប្រើប្រវែងដើមដើម្បីគណនា strain នោះវាត្រូវបានគេហៅថា engineering strain ។

ដែកដែលត្រូវបានគេពិសោធដើម្បីទទួលបានដ្យាក្រាមដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ១.៣ b ជា ductile ព្រោះវាមាន លទ្ធភាពរងកំហូចទ្រង់ទ្រាយធំមុននឹងធ្វើការដល់ fracture ។ គេអាចវាស់ភាពស្វិត (ductility) ដោយប្រើសាច់លូត (elongation) ដែលកំណត់ដោយរូបមន្ត

$$e = \frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100 \quad (1.1)$$

ដែល $e =$ សាច់លូត (គិតជាភាគរយ)

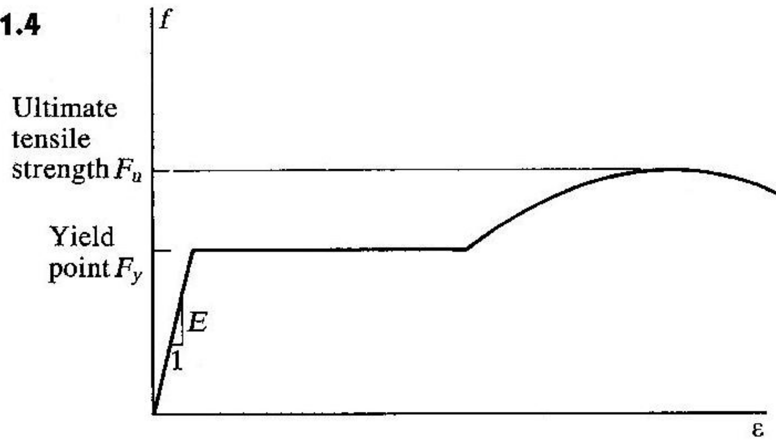
$L_f =$ ប្រវែងរបស់សំណាកគំរូនៅពេលដាច់

$L_o =$ ប្រវែងដើម

ដែនអេឡាស្ទិច (elastic limit) របស់សម្ភារៈជាកុងត្រាំងដែលស្ថិតនៅចន្លោះដែនសមាមាត្រ និងចំណុច yeild ខាងលើ។ សម្ភារៈដែលរងកុងត្រាំងក្នុងតំបន់នេះ សំណាកគំរូនឹងមិនមានកំហូចទ្រង់ទ្រាយក្រោយពេលគេដកបន្ទុកទេ។ គន្លងនៃការដកបន្ទុកនឹងស្ថិតនៅតាមគន្លងនៃការដាក់បន្ទុក ហើយវាមិនមាន permanent strain ទេ។ តំបន់របស់ stress-strain diagram នេះ ត្រូវបានគេឱ្យឈ្មោះថា ដែនអេឡាស្ទិច (elastic rage)។ ក្រៅពី elastic limit គន្លងនៃការដកបន្ទុកនឹងស្ថិតនៅលើខ្សែត្រង់ដែលស្របទៅនឹងគន្លងនៃការដាក់ បន្ទុក ហើយវានឹងមាន permanent strain ។ ឧទាហរណ៍ ប្រសិនបើគេដកបន្ទុកត្រង់ចំណុច A ក្នុងរូបទី ១.៣ b គន្លងនៃការដកបន្ទុកនឹងស្ថិតនៅលើខ្សែ AB ដែលផ្តល់នូវ permanent strain OB ។

រូបទី ១.៤ បង្ហាញពីកំណែដ៏ល្អរបស់ stress-strain curve ។ Proportional limit, elastic limit, upper និង lower yield point គឺស្ថិតនៅលើចំណុចតែមួយដែលគេហៅថា yield point ដែលកំណត់ដោយកុងត្រាំង F_y ។ ចំណុចមួយទៀតដែលវិស្វករគ្រឿងបង្គុំត្រូវចាប់អារម្មណ៍គឺកុងត្រាំងអតិបរមា ដែលគេឱ្យឈ្មោះថា ultimate tensile strength F_u ។ រូបរាងរបស់ខ្សែកោងនេះជាគំរូសម្រាប់ mild structural steel ទាំងអស់ដែលវាខុសគ្នាពីមួយទៅមួយដោយតម្លៃ F_y និង F_u ។ ផលធៀបកុងត្រាំងលើ strain ក្នុងដែនអេឡាស្ទិច

ត្រូវបានកំណត់ដោយ E ដែលគេហៅថា young’s modulus or modulus of elasticity ។ E មានតំលៃស្មើ $29{,}000ksi \approx 2\cdot 10^5 MPa$ សម្រាប់គ្រប់គ្រឿងបង្គុំដែកទាំងអស់ ។

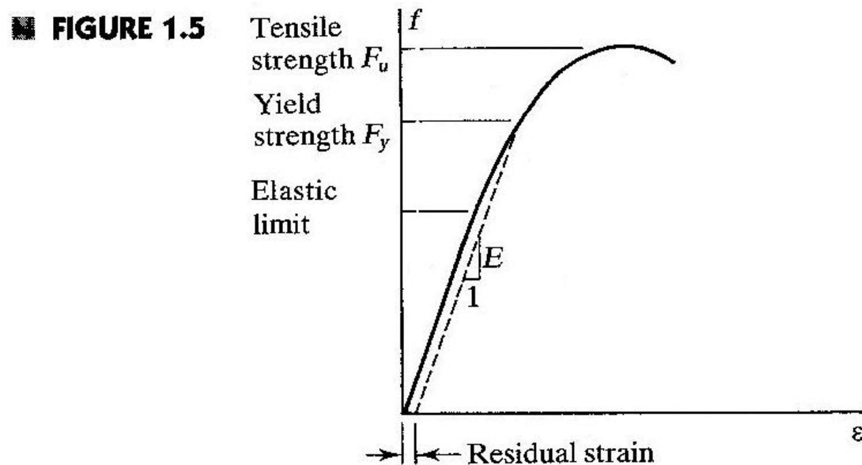


រូបទី ១.៥ បង្ហាញពីប្រភេទ stress-strain curve សម្រាប់ high-strength steels ដែលមានភាពស្វិតតូចជាង mild steels ។ ទោះបីវាមានផ្នែក linear elastic និង tensile strength ក៏ដោយ តែវាមិនមាន yield point ឬ plastic plateau ទេ។ ដើម្បីប្រើ higher strength steel នេះឱ្យដូចនឹងការប្រើប្រាស់ ductile steel គេត្រូវការតម្លៃកុងត្រាំង F_y ដូចនេះគេអាចប្រើដំណើរការ និងរូបមន្តដូចគ្នាសម្រាប់គ្រប់ប្រភេទដែកទាំង អស់។ ដូចដែលបានបង្ហាញពីមុន សម្រាប់ដែកដែលរងកុងត្រាំងក្រៅពីតំបន់ elastic limit នៅពេលគេដកបន្ទុក វានឹងស្ថិតនៅលើគន្លងខ្សែដែលស្របនឹងគន្លងដាក់បន្ទុក តែវាមិនទៅដល់ចំណុច strain ស្មើសូន្យទេ។ ដូចនេះវាមាន residual strain ឬ permanent strain ក្រោយពេលដកបន្ទុក។ Yield stress សម្រាប់ដែកជាមួយនឹងប្រភេទ stress-strain curve ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៥ ត្រូវបានគេហៅថា yield strength ដែលត្រូវបានកំណត់ជា កុងត្រាំងត្រង់ចំណុចនៃការដកបន្ទុកដែលត្រូវនឹង permanent strain នៃបរិមាណកំណត់ណាមួយ ។ គេជ្រើសរើស យក strain ស្មើនឹង0.002 ហើយវិធីនៃការកំណត់ yield strength នេះត្រូវបានគេហៅថា 0.2% offset method។ ដូចដែលបានរៀបរាប់ពីមុន ជាទូទៅគេត្រូវការលក្ខណៈពីរសម្រាប់ structural strength design គឺ F_y និង F_u ដោយមិនគិតពីរូបរាងរបស់ stress-strain curve និងមិនគិតពីរបៀបដែលទទួលបាន F_y ទេ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ គេប្រើតួទៅ yield stress ហើយវាអាចមានន័យជា yield point ឬ yield strength ។

លក្ខណៈផ្សេងៗរបស់គ្រឿងបង្គុំដែកដែលរួមបញ្ចូលទាំង strength និង ductility ត្រូវបានកំណត់ដោយសមាសធាតុគីមី (chemical composition)។ ដែក (steel) ជាសំលោហៈដែលធាតុផ្សំចំបងរបស់វាជា iron ។

សារធាតុផ្សំរបស់គ្រឿងបង្គុំដែកទាំងអស់ (ទោះជាក្នុងបរិមាណតិចតួចក៏ដោយ) គឺកាបូនដែលជាសារធាតុចូលរួមក្នុងការបង្កើន strength ប៉ុន្តែវាកាត់បន្ថយ ductility ។ ការកើនឡើងនៃភាគរយកាបូនគឺបង្កើន strength តែកាត់បន្ថយ ductility ដែលធ្វើឱ្យការផ្សារមានការពិបាក។ សារធាតុរួមផ្សំដទៃទៀតរបស់ដែកសំណង់រួមមានស្ពាន់ (copper), manganese, nickel, chromium, molybdenum និង silicon ។ គ្រឿងបង្គុំដែកត្រូវបានរៀបចំជាក្រុមដែលអាស្រ័យទៅនឹងសារធាតុផ្សំរបស់វាដូចខាងក្រោម:

1. Plain carbon steel: ដែលភាគច្រើនជា iron និងកាបូនតិចជាង 1%
2. Low-alloy steel: មាន iron និងកាបូន ដែលរួមផ្សំជាមួយនឹងសារធាតុផ្សេងទៀត (ជាទូទៅតិចជាង 5%) ។ សារធាតុបន្ថែមគឺដើម្បីបង្កើនរេស៊ីស្តង់ តែវានឹងកាត់បន្ថយភាពស្វិត ។
3. High-alloy or specialty steel: មានសារធាតុផ្សំស្រដៀងគ្នានឹង low-alloy steel ដែរ តែមានសារធាតុបន្ថែមច្រើនភាគរយជាង។ ដែកនេះមានរេស៊ីស្តង់ធំជាង plain carbon steel និងមានគុណភាពពិសេសដូចជាការការពារច្រែះ ។



Grade របស់ដែកសំណង់ (structural steel) ត្រូវបានកំណត់ដោយ American Society for Testing and Material (ASTM) ។ អង្គការនេះបង្កើតបទដ្ឋានដើម្បីកំណត់សម្ភារៈទៅតាមសារធាតុផ្សំ លក្ខណៈ និងការធ្វើការរបស់វា (ASTM, 1996a) ។ ដែកគ្រឿងបង្គុំដែលគេចូលចិត្តប្រើសព្វថ្ងៃជា mild steel ដែលសំគាល់ជា ASTM *A*36 ឬសរសេរយ៉ាងខ្លី *A*36 ។ វាមាន stress-strain curve ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៣ b និង ១.៤ ហើយមានលក្ខណៈរងការទាញដូចខាងក្រោម:

Yield stress: $F_y = 36Ksi \approx 250MPa$

Tensile strength: $F_u = 58ksi \approx 400MPa$ ទៅ $80ksi \approx 550MPa$

ដែក $A36$ ត្រូវបានចាត់ថ្នាក់ជា plain carbon steel ហើយវាមានសារធាតុផ្សំ (ក្រៅពី iron) ដូចខាងក្រោម:

Carbon: 0.26% (អតិបរមា)

Phosphorous: 0.04% (អតិបរមា)

Sulfur: 0.05% (អតិបរមា)

ភាគរយនេះជាតម្លៃប្រហាក់ប្រហែល តម្លៃជាក់ស្តែងអាស្រ័យនឹងទម្រង់នៃការផលិតដែក។ ដែក $A36$ ជា ductile steel ដែលមានសាច់លូត (elongation) ដែលកំណត់ដោយសមីការ 1.1 គឺ 20% ដោយឈរលើប្រវែងដើម $L_o = 8in. \approx 200mm$ ។

គេត្រូវផលិតដែក $A36$ ដោយគោរពតាមបទដ្ឋានរបស់ ASTM ។ តម្លៃ yield strength និង tensile strength ដែលបានបង្ហាញជាតម្រូវការអប្បបរមា តែវាអាចធំជាងតម្លៃនេះ។ Tensile strength ត្រូវបានគេឱ្យនៅក្នុងចន្លោះតម្លៃមួយ ព្រោះលក្ខណ:នេះមិនអាចទទួលបានដោយសុក្រិតដូច yield strength ទេ។

ជាទូទៅ ដែកដែលមាន yield stress ធំជាង $36ksi \approx 250MPa$ ត្រូវបានគិតជា high-strength steel ។ High-strength steel ដែលគេនិយមប្រើ ច្រើនជាប្រភេទដែកដែលមាន yield strength $50ksi \approx 345MPa$ និងមាន tensile strength $65ksi \approx 450MPa$ ឬ $70ksi \approx 480MPa$ ហើយគេក៏មានដែកដែលមាន yield strength $100ksi \approx 690MPa$ ។ ជាឧទាហរណ៍ ASTM $A242$ ជា low-alloy, corrosion resistant steel ដែលមាន yield strength $42ksi \approx 290MPa$, $46ksi \approx 320MPa$ និង $50ksi \approx 345MPa$ ជាមួយនឹង tensile strength ដែលត្រូវគ្នានឹង $63ksi \approx 435MPa$, $67ksi \approx 460MPa$ និង $70ksi \approx 480MPa$ ។ ចំណែកសមាសធាតុរួមផ្សំគីមីរបស់វាមានដូចខាងក្រោម:

Carbon: 0.15% (អតិបរមា)

Manganese 1.00% (អតិបរមា)

Phosphorus: 0.15% (អតិបរមា)

Sulfur: 0.05% (អតិបរមា)

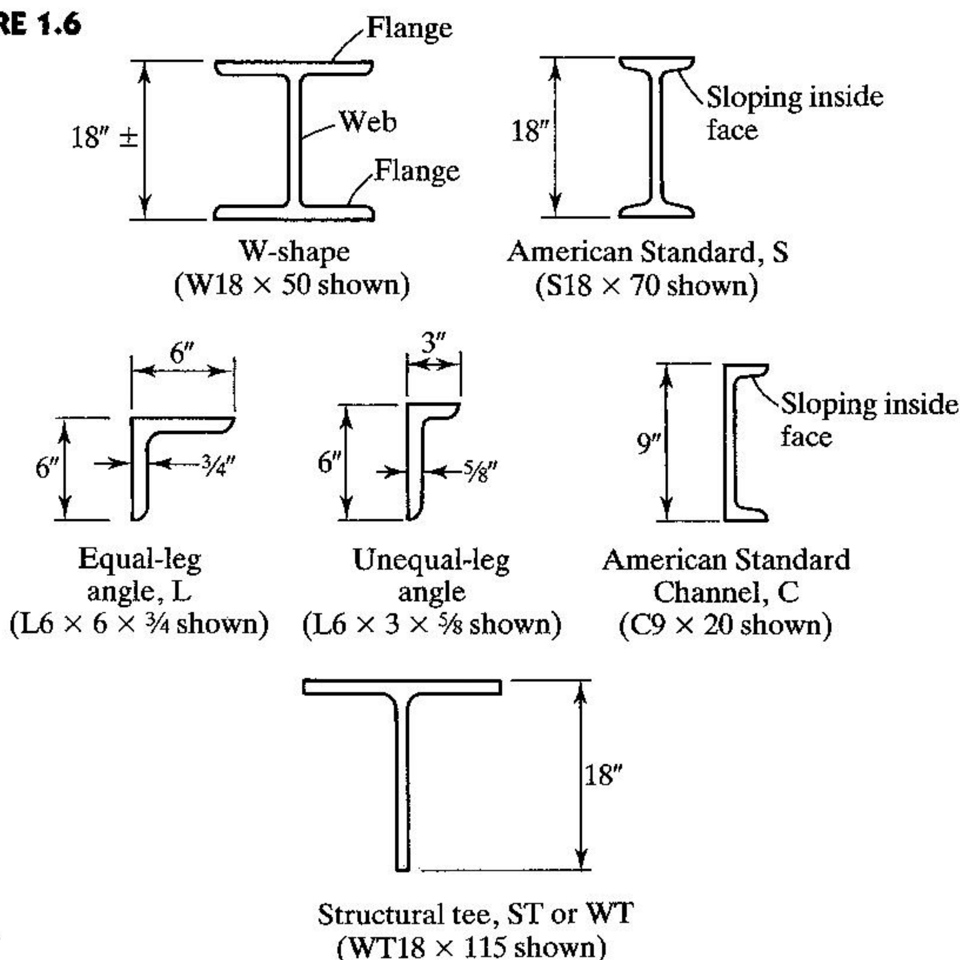
Copper: 0.20% (អតិបរមា)

ដែក $A242$ មិនមែន ductile ដូច $A36$ ។ សាច់លូតដែលឈរលើប្រវែងដើម $8in. \approx 200mm$ ស្មើនឹង 18% បើប្រៀបធៀបជាមួយសាច់លូតរបស់ $A36$ ដែលមានតម្លៃស្មើនឹង 20% ។

១.៦. រូបរាងមុខកាត់បទដ្ឋាន (Standard Cross-sectional Shapes)

គោលបំណងចំបងក្នុងការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំដែកគឺការជ្រើសរើសមុខកាត់ដែលសមស្របសម្រាប់

អង្កត់នីមួយៗ។ ជាទូទៅ ការជ្រើសរើសនេះតម្រូវឱ្យជ្រើសរើសរូបរាងមុខកាត់តាមបទដ្ឋានដែលប្រើប្រាស់យ៉ាងទូលំទូលាយជាងការតម្រូវឱ្យផលិតរូបរាងដែលមានខ្នាត និងលក្ខណៈពិសេស។ ការជ្រើសរើសរូបរាងដែកដែលមានស្រាប់ (off-the shelf) ជាជំរើសដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចជាង ទោះបីជាវាប្រើសម្ភារៈច្រើនជាងបន្តិចបន្តួចក៏ដោយក្តី។ ប្រភេទនៃរូបរាងបទដ្ឋានដែលធំជាងគេត្រូវបានផលិតដោយការហូតក្តៅ (hot-rolling)។ នៅក្នុងដំណើរផលិតកម្មដែលធ្វើឡើងនៅក្នុងរោងចក្រផលិតដែក (mill) ដែកដែលរលាយដែលបានពីឡស្លដែកត្រូវបានចាក់ចូលទៅក្នុងប្រព័ន្ធពុម្ពដែលជាប់ ដោយទុកឱ្យដែកឡើងរឹង ប៉ុន្តែគេមិនអនុញ្ញាតឱ្យវាត្រជាក់ពេញលេញទេ។ ដែកក្តៅឆ្លងកាត់ roller ជាស៊េរី ដែលគាបឱ្យទៅជារូបរាងដែលចង់បាន។ ការហូតដែកក្នុងពេលដែលវានៅក្តៅអនុញ្ញាតឱ្យវាខូចរូបរាងដោយមិនបាត់បង់ ductility របស់វា ដូចករណីហូតត្រជាក់ទេ។ ក្នុងអំឡុងពេលហូតអង្កត់ដែលលូតប្រវែងហើយត្រូវបានកាត់តាមប្រវែងបទដ្ឋាន ដែលជាទូទៅមានប្រវែងអតិបរមា ពី $65\,ft \approx 20m$ ទៅ $75\,ft \approx 23m$ ហើយដែលវាត្រូវបានកាត់ជាបន្តបន្ទាប់ទៅតាមប្រវែងរបស់គ្រឿងបង្គុំនៅ រោងជាងទៅតាមការកំណត់របស់ប្លង់។



មុខកាត់ខ្លះរបស់ hot-rolled shape ដែលត្រូវបានប្រើជាទូទៅត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៦។ ខ្នាត និងកំណត់សំគាល់របស់រូបរាងបទដ្ឋានត្រូវបានកំណត់នៅក្នុង ASTM standard (ASTM, 1996)។ W-shape ដែលគេអាចហៅបានថា រូបរាងស្លាបទូលាយ (wide flange shape) ដែលផ្សំឡើងដោយស្លាបពីរដែលញែកដោយទ្រនុងមួយ។ រូបរាងនេះមានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីពីរ។ កំណត់សំគាល់គំរូរបស់វាគឺ $W18\times50$ ដែល W បង្ហាញពីប្រភេទរូបរាង, លេខ 18 ជា nominal depth ដែលស្របទៅនឹងទ្រនុង និង 50 ជាទម្ងន់របស់ដែកក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែង។ W-shape នៃ nominal size ទាំងអស់ត្រូវបានដាក់ជាក្រុមដែលមានកម្ពស់ពីស្លាបខាងក្នុងទៅស្លាបខាងក្នុងដូចគ្នា ប៉ុន្តែមានកំរាស់ស្លាបខុសគ្នា។

American Standard ឬ S-shape គឺស្រដៀងគ្នាទៅនឹង W-shape ដែរ ដោយមានស្លាបពីរស្របគ្នា ទ្រនុងមួយ និងមានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីពីរ។ ភាពខុសគ្នារបស់វាគឺសមាមាត្ររបស់មុខកាត់: ស្លាបរបស់ W ធំជាងទ្រនុង ចំណែកឯស្លាបរបស់ S តូចជាងទ្រនុង។ លើសពីនេះ ផ្ទៃខាងក្នុង និងផ្ទៃខាងក្រៅរបស់ស្លាបនៃ W-shape មានលក្ខណៈស្របគ្នា តែផ្ទៃខាងក្នុងនៃស្លាបរបស់ S-shape ទេរដែលធ្វើឱ្យកំរាស់ខាងចុងតូចជាងកំរាស់នៅក្បែរទ្រនុង។ កំណត់សំគាលរបស់ S-shape គឺ $S18\times70$ ដែល S បង្ហាញពីប្រភេទរបស់រូបរាង និងលេខទាំងពីរតួជាកម្ពស់ និងទម្ងន់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែង រៀងគ្នា។ រូបរាងនេះត្រូវបានគេហៅថា I-beam។

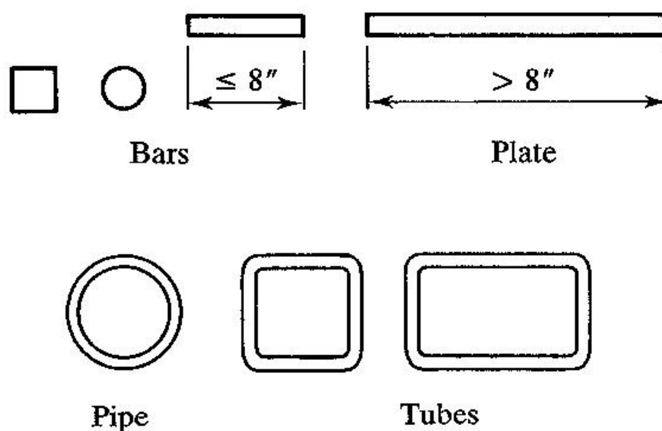
ដែកកែង (angle shape) អាចមានជើងស្មើ ឬជើងមិនស្មើ។ កំណត់សំគាល់គំរូគឺ $L6\times6\times\frac{3}{4}$ ឬ $L6\times3\times\frac{5}{8}$ ។ លេខទាំងបីតួគឺ ប្រវែងជើងទាំងពីររបស់វាដែលវាស់ពីចុងទៅកែងខាងក្រៅ និងកំរាស់របស់វា។ ក្នុងករណីដែកកែងដែលមានជើងមិនស្មើ ជើងវែងត្រូវបានសរសេរមុន។ កំណត់សំគាល់របស់ដែកកែងមិនបានប្រាប់ពីទម្ងន់ទេ។

American Standard Channel ឬ C-shape មានស្លាបពីរ និងទ្រនុងមួយ តែមានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីតែមួយ។ កំណត់សំគាល់គំរូរបស់វាគឺ $C9\times20$ ។ និមិត្តសញ្ញានេះគឺស្រដៀងគ្នានឹង W- និង S-shape ដែរ ដែលមានលេខមួយតួតំណាងឱ្យកម្ពស់ និងមួយតួទៀតតំណាងឱ្យទម្ងន់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែង។ ប៉ុន្តែសម្រាប់ channel កម្ពស់មានប្រវែងជាក់ស្តែងជាង។ ផ្ទៃខាងក្នុងរបស់ស្លាបគឺដូចគ្នានឹង S-shape ដែរ។ គេនៅមាន Miscellaneous Channel ដែលជាឧទាហរណ៍ $MC10\times25$ គឺស្រដៀងគ្នានឹង American Standard Channel ដែរ។

Structural Tee ត្រូវបានផលិតឡើងដោយកាត់ W-, M- ឬ S-shape ត្រង់កម្ពស់ពាក់កណ្តាល។ ពេលខ្លះគេហៅរូបរាងនេះថា split-tee។ បុព្វបទនៃនិមិត្តសញ្ញារបស់រូបរាងនេះគឺ WT, MT ឬ ST អាស្រ័យទៅលើរូបរាងដើមរបស់វាមុនពេលកាត់។ ឧទាហរណ៍ $WT18\times115$ មាន nominal depth $18in.$ និងមានទម្ងន់ $115lb/ft$ ហើយវាត្រូវបានកាត់ចេញពី $WT36\times230$ ។ ដូចគ្នាសម្រាប់ ST- និង MT-shape។

ដោយមិនបានបង្ហាញក្នុងរូបទី ១.៦ គេនៅមាន hot-rolled shapes ដែលមានលក្ខណៈស្រដៀងទៅនឹង W-shape ដែរគឺៈ HP- និង M-shapes ។ គេប្រើ HP shape សម្រាប់សសរគ្រឹះ ដែលវាមានផ្ទៃស្លាបស្របគ្នា និងមានទទឹងស្មើនឹងកម្ពស់ ហើយកំរាស់ស្លាបដូចគ្នានឹងកំរាស់ទ្រនុង។ អក្សរ M តំណាងឱ្យ Miscellaneous (ផ្សេងៗ) ដែលរូបរាងនេះមិនត្រូវគ្នានឹងប្រភេទរូបរាងនៃ W, HP ឬ S ទេ។ ទាំង M- និង HP-shape ត្រូវបានសំគាល់ក្នុងទម្រង់ដូចគ្នានឹង W-shape ដែរ ឧទាហរណ៍ $M14\times18$ និង $HP14\times117$ ។

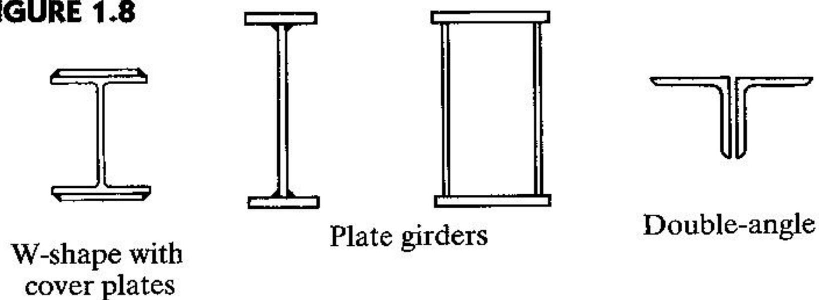
រូបរាងដែលត្រូវបានគេប្រើជាញឹកញាប់ដែរ ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៧។ ដែករបារ (bar) អាចមានមុខកាត់ មូល ការេ និងចតុកោណកែង។ ប្រសិនបើទទឹងរបស់មុខកាត់ចតុកោណកែងមានប្រវែងតូចជាង $8in.\approx 20cm$ គេចាត់ទុករូបរាងនេះជាដែករបារ (bar) ហើយវាត្រូវបានសំគាល់ដោយទទឹងមុនកំរាស់ $(8\times\frac{3}{4})$ តែផ្ទុយមកវិញវាត្រូវបានចាត់ទុកជាដែកបន្ទះ (plate) ហើយកំណត់សំគាល់របស់វាត្រូវបាននាំមុខដោយកំរាស់មុនទទឹង $(\frac{1}{2}\times10)$ ។ ដែករបារ (bar) និងដែកបន្ទះ (plate) ត្រូវបានផលិតដោយ hot-rolling ។



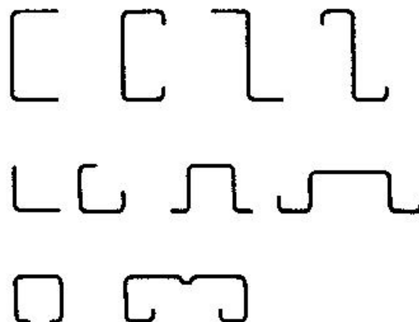
រូបទី ១.៧ ក៏បង្ហាញពីមុខកាត់ប្រហោងដែរ ដែលអាចផលិតពីដែកបន្ទះ (plate) ដែលត្រូវបានពត់ទៅជារូបរាងដែលចង់បានហើយផ្សារតាមថ្នេរ ឬដោយ hot-working ដើម្បីផលិតរូបរាងដែលគ្មានថ្នេរ។ រូបរាងនេះត្រូវបានកត់សំគាល់ដោយ HSS សម្រាប់មុខកាត់ដែកប្រហោង។ មុខកាត់ប្រហោងរួមមាន ទីបមូល និងទីបជ្រុងដែលមានរូបរាងការេ និងចតុកោណ។

គេនៅមានរូបរាងផ្សេងៗទៀត ប៉ុន្តែយើងលើកយកតែរូបរាងដែលគេនិយមប្រើជាទូទៅមកបង្ហាញប៉ុណ្ណោះ។ ក្នុងករណីជាច្រើន រូបរាងបទដ្ឋានមួយនឹងបំពេញតម្រូវការសម្រាប់ការសិក្សាគណនា។ ប្រសិនវាមិនមានរូបរាងបទដ្ឋានដែលត្រូវនឹងការសិក្សាគណនាទេ គេចាំបាច់ធ្វើ built-up section ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៨។ ពេលខ្លះ standard shape ត្រូវបានបន្ថែមដោយ cross-sectional element ដូចករណីដែលគេផ្សារ cover plate ភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបមួយ ឬស្លាបទាំងពីររបស់ W-shape ។ ការធ្វើ built-up section ជាវិធីដ៏មាន

ប្រសិទ្ធភាពក្នុងការបង្កើនលទ្ធភាពទ្រទ្រង់របស់ standard shape ។ ពេលខ្លះគេត្រូវប្រើ built-up shape ដោយសារគ្មាន standard rolled shape ណាដែលមុខកាត់របស់វាមានក្រឡាផ្ទៃ ឬម៉ូម៉ង់និចលភាពធំល្មម ។ នៅក្នុងករណីបែបនេះ គេប្រើ plate girder ដែលអាចមានរូបរាងជា I-shaped section ដែលមានស្លាបពីរ និងទ្រនុងមួយ ឬមុខកាត់ប្រអប់ ដែលមានស្លាបពីរ និងទ្រនុងពីរ ។ គេអាចផ្សារធាតុផ្សំបញ្ចូលគ្នាដោយរចនាដើម្បីទទួលបាននូវលក្ខណៈដែលចង់បាន ។ គេអាចបង្កើត built-up shape ដោយភ្ជាប់ standard rolled shape ពីរ ឬច្រើនបញ្ចូលគ្នា ។ បន្សំនៃរូបរាងដែលប្រើជាទូទៅគឺដែកកែងឌុបដែលត្រូវបានដាក់ខ្នងទល់ខ្នង ហើយត្រូវបានភ្ជាប់តាមចន្លោះនៃប្រវែងរបស់វា ។



ប្រភេទផ្សេងទៀតរបស់ដែកសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំគឺ cold-formed steel ។ Structural steel ប្រភេទនេះត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយការពត់សន្លឹកបន្ទះដែកស្តើងដោយមិនប្រើកំដៅ ។ មុខកាត់គំរូត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១.៩ ។ Cold-formed shape ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ទ្រទម្ងន់ស្រាលប៉ុណ្ណោះ ។ Cold-working នឹងបង្កើន yield point ប៉ុន្តែវានឹងកាត់បន្ថយភាពស្វិតរបស់ដែក និងក្រោមលក្ខខណ្ឌជាក់ស្តែងគេអាចប្រើវាក្នុងការសិក្សាគណនា (AISI, 1993) ។ គុណសម្បត្តិរបស់វាគឺរូបរាងរបស់វាងាយស្រួលក្នុងការបង្កើត ។ ដោយសារមុខកាត់របស់វាស្តើង instability ជាកត្តាចំបងក្នុងការសិក្សាគណនា cold-formed structure ។



II. គោលគំនិតក្នុងការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំដែក
Concepts in Structural Steel Design

២.១. ទស្សនវិជ្ជាក្នុងការសិក្សាគណនាមុខកាត់ Design Philosophies

ការសិក្សាគណនាអង្គត់គ្រឿងបង្គុំតំរូវនូវការជ្រើសរើសមុខកាត់ដែលមានសុវត្ថិភាព និងមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច ដើម្បីទប់ទល់នឹងកម្លាំងដែលអនុវត្តពីខាងក្រៅ ។ ជាទូទៅ លក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចមានន័យថាបរិមាណដែកអប្បបរមា ។ បរិមាណនេះត្រូវនឹងមុខកាត់ដែលមានទម្ងន់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងស្រាលជាងគេ ហើយត្រូវនឹងមុខកាត់ដែលមានក្រឡាផ្ទៃតូចជាងគេផងដែរ ។ ដើម្បីទទួលបាននូវគោលបំណងនេះ វិស្វករគ្រឿងបង្គុំក៏ត្រូវសំរេចធ្វើយ៉ាងណាអោយវាមានលក្ខណៈសុវត្ថិភាពផងដែរ ។ គេមានវិធីក្នុងការគណនាបីសំខាន់ខុសៗគ្នាគឺ:

1. សម្រាប់ allowable stress design គេត្រូវជ្រើសរើសអង្គត់ដែលមានលក្ខណៈមុខកាត់ដូចជា ក្រឡាផ្ទៃ និងម៉ូម៉ង់និចលភាពធំគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារកុងត្រាំងអតិបរមាកុំអោយធំជាងកុងត្រាំងអនុញ្ញាត ។ កុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺស្ថិតនៅក្នុងតំបន់អេឡាស្ទិចរបស់សម្ភារៈ ហើយវាមានតម្លៃតូចជាង yield stress F_y (មើលរូបទី ១.៤) ។ តម្លៃរបស់កុងត្រាំងអនុញ្ញាតអាចស្មើនឹង $0.6F_y$ ។ គេទទួលបានកុងត្រាំង អនុញ្ញាតដោយចែក yield stress F_y ឬ ultimate tensile stress F_u ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព ។ គេអាចហៅវិធីក្នុងការគណនានេះថា elastic design ឬ working stress design ។ Working stress ជាកុងត្រាំងដែលបានពីបន្ទុកធ្វើការ (working load or service load) ។ អង្គត់ដែលបានគណនារួចហើយ អាចរងកុងត្រាំងមិនអោយធំជាងកុងត្រាំងអនុញ្ញាតនៅពេលរងបន្ទុកធ្វើការ ។
2. Plastic design គឺឈរលើការសន្មត់លក្ខខណ្ឌបាក់ (failure) ជាងលក្ខខណ្ឌបន្ទុកធ្វើការ ។ អង្គត់ត្រូវបានជ្រើសរើសដោយប្រើលក្ខខណ្ឌវិនិច្ឆ័យអោយគ្រឿងបង្គុំបាក់ក្រោមបន្ទុកដែលធំជាងបន្ទុកធ្វើការ ។ ការបាក់ (failure) ក៏មានន័យថាវាមានភាពដាបធំលើសលុប ។ គេប្រើពាក្យ plastic នៅទីនេះព្រោះ នៅពេលបាក់ ផ្នែករបស់អង្គត់នឹងរង strain ធំ ដែលវាមានតម្លៃធំគ្រប់គ្រាន់ដើម្បី អោយអង្គត់ស្ថិតនៅក្នុងតំបន់ប្លាស្ទិច (មើលរូបទី ១.៣ b) ។ នៅពេលដែលមុខកាត់ទាំងមូលរបស់អង្គត់ក្លាយទៅជាប្លាស្ទិចនៅទីតាំងគ្រប់គ្រាន់ plastic hinge នឹងកើតឡើងនៅទីតាំងនោះ ដែលបង្កើតបានជា collapse mechanism ។ ដោយសារបន្ទុកជាក់ស្តែងតូចជាង failure load ដោយមានមេគុណសុវត្ថិភាពដែលគេស្គាល់ថាជា មេគុណបន្ទុក (load factor) ។ អង្គត់ដែលគណនា

តាមវិធីនេះ នឹងមានសុវត្ថិភាព ទោះបីជាការគណនាឈរលើអ្វីដែលកើតមាននៅពេលបាក់ក៏ដោយ។ ដំណើរការនៃការសិក្សាគណនានេះត្រូវបានសង្ខេបដូចតទៅៈ

- គុណ working load ឬ service load ជាមួយនឹងមេគុណបន្ទុកដើម្បីទទួលបាន failure load ។
- កំណត់លក្ខណៈមុខកាត់ដែលចាំបាច់ដើម្បីទប់ទល់ failure ក្រោមអំពើនៃបន្ទុកមេគុណ។ អង្គត់ដែលមានលក្ខណៈបែបនេះគឺមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់ ហើយវានឹងជិតៗនឹងបាក់ នៅពេលដែលអង្គត់រងបន្ទុកមេគុណបែបនេះ។
- ជ្រើសរើសរូបរាងមុខកាត់ដែលស្រាលជាងគេដែលមានលក្ខណៈបែបនេះ។

អង្គត់ដែលគណនាដោយទ្រឹស្តីប្លាស្ទិចនឹងទៅដល់ចំណុចបាក់ក្រោមអំពើបន្ទុកមេគុណ តែវាមានសុវត្ថិ-ភាពក្រោមអំពើបន្ទុកធ្វើការជាក់ស្តែង។

3. Load and resistance factor design (LRFD) មានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹង plastic design ត្រង់គេគិតលក្ខខណ្ឌពេលបាក់។ គេអនុវត្តមេគុណបន្ទុកទៅលើបន្ទុកធ្វើការ ហើយគេត្រូវជ្រើសរើសអង្គត់ដែលមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារបន្ទុកមេគុណ។ លើសពីនេះ រេស៊ីស្តង់ដែលបានពីទ្រឹស្តីត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយការអនុវត្តមេគុណរេស៊ីស្តង់។ លក្ខណៈវិនិច្ឆ័យដែលត្រូវបំពេញក្នុងការជ្រើសរើសអង្គត់នេះគឺៈ

បន្ទុកមេគុណ (factored load) $\leq$ **រេស៊ីស្តង់មេគុណ (factored strength)** (2.1)

ជាទូទៅ នៅក្នុងសមីការនេះ បន្ទុកមេគុណជាផលបូកនៃបន្ទុកធ្វើការទាំងអស់ដែលត្រូវបានទប់ទល់ដោយអង្គត់គ្រឿងបង្គុំ ដោយគុណនឹងមេគុណបន្ទុកទៅតាមប្រភេទបន្ទុក។ ជាឧទាហរណ៍ បន្ទុកថេរត្រូវបានគុណដោយមេគុណបន្ទុកដែលខុសពីបន្ទុកអថេរ។ រេស៊ីស្តង់មេគុណជារេស៊ីស្តង់ទ្រឹស្តីដែលគុណជាមួយនឹងមេគុណរេស៊ីស្តង់។ ដូចនេះគេអាចសរសេរសមីការ 2.1 ដូចខាងក្រោមៈ

$\sum$ (**បន្ទុក** $\times$ **មេគុណបន្ទុក**) $\leq$ **រេស៊ីស្តង់** $\times$ **មេគុណរេស៊ីស្តង់** (2.2)

បន្ទុកមេគុណជា failure load ដែលមានតម្លៃធំជាងបន្ទុកធ្វើការសរុបជាក់ស្តែង ដូចនេះជាទូទៅមេគុណបន្ទុកតែងតែធំជាង 1.0។ ប៉ុន្តែ រេស៊ីស្តង់មេគុណត្រូវបានកាត់បន្ថយ ដូចនេះមេគុណរេស៊ីស្តង់

តែងតែតូចជាង 1.0 ។ បន្ទុកមេគុណជាបន្ទុកដែលនាំអោយគ្រឿងបង្គុំ ឬអង្គត់ទៅដល់ចំណុចដែនកំណត់ ។ ក្នុងន័យសុវត្ថិភាព ស្ថានភាពកំណត់អាចជា fracture, yielding ឬ buckling ហើយរេស៊ីស្តង់មេគុណ ជារេស៊ីស្តង់ដែលមានប្រយោជន៍របស់អង្គត់ដែលកាត់បន្ថយពីរេស៊ីស្តង់ទ្រឹស្តីដោយមេគុណរេស៊ីស្តង់ ។ ស្ថានភាពកំណត់ក៏អាចជាស្ថានភាពកំណត់នៃការប្រើប្រាស់ ដូចជាភាពដាបអនុញ្ញាតអតិបរមា ។

២.២. American Institute of Steel Construction Specification

សម្រាប់ការសិក្សាគណនាមុខកាត់អង្គត់របស់គ្រឿងបង្គុំអំពីដែក និងការតភ្ជាប់របស់វា specification of the American Institute of Steel Construction ជា design specification ដែលមានសារៈសំខាន់ ។ វាត្រូវបានគេសរសេរ និងធ្វើការកែប្រែតាមសម័យកាលដោយ AISC committee ដែលរួមមានវិស្វករគ្រឿងបង្គុំ អ្នកសិក្សាស្រាវជ្រាវពីសំណង់ដែក ផលិតករ និងអ្នកសាងសង់សំណង់ដែក ។ Allowable stress design ជាវិធីដំបូងដែលត្រូវបានគេប្រើសម្រាប់សំណង់ដែលធ្វើពីគ្រឿងបង្គុំដែកតាំងពីការបោះពុម្ពផ្សាយរបស់ AISC Specification លើកទីមួយ ក្នុងឆ្នាំ ១៩២៣ ។ នៅឆ្នាំ ១៩៨៦ AISC បានបោះផ្សាយ specification ដំបូងសម្រាប់ load and resistance factor design សម្រាប់សំណង់អំពីដែក រួមជាមួយនឹង Manual of Steel Construction ។ គោលបំណងនៃឯកសារទាំងពីរគឺផ្តល់នូវជម្រើសសម្រាប់ការគណនាតាម allowable stress design អោយបានច្រើនដូច ការគណនាតាម plastic design ។ ការបោះពុម្ពលើកទីពីររបស់ Manual (AISC, 1994) រួមមាន AISC Specification 1993 ។

Load and resistance factor design មិនមែនជាគំនិតថ្មីទេ ។ តាំងពីឆ្នាំ ១៩៧៤ វាត្រូវបានគេប្រើនៅប្រទេសកាណាដា ដែលនៅទីនោះគេហៅវិធីនេះថា limit state design ។ ហើយវាក៏ជាគោលការណ៍របស់ European building code ផងដែរ ។ នៅសហរដ្ឋអាមេរិច LRFD ជាវិធីនៃការគណនាដែលត្រូវបានអនុញ្ញាតសម្រាប់បេតុងពង្រឹងដោយដែកជាច្រើនឆ្នាំមកហើយ ហើយវាជាវិធីដំបូងដែលអនុញ្ញាតនៅក្នុង American Concrete Institute’s Building Code ដែលវាត្រូវបានគេស្គាល់ជា Strength design (ACI, 1995) ។ Highway bridge design standard ផ្តល់អោយទាំង allowable stress design (AASHTO, 1992) និង load and resistance-factor design (AASHTO, 1994) ។

២.៣. មេគុណរេស៊ីស្តង់ និងមេគុណបន្ទុកដែលប្រើប្រាស់នៅក្នុង AISC Specification
Load and Resistance Factors Used in the AISC Specification

សមីការ 2.2 អាចត្រូវបានគេសរសេរអោយកាន់តែមានលក្ខណៈសុក្រិតថែមទៀតដូចខាងក្រោម៖

$$\sum \gamma_i Q_i \le \phi R_n \qquad (2.3)$$

ដែល Q_i = បន្ទុក (កម្លាំង ឬម៉ូម៉ង់)

γ_i = មេគុណបន្ទុក

R_n = nominal resistance or strength

ϕ = មេគុណរេស៊ីស្តង់

ϕR_n ត្រូវបានគេហៅថា រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength) ។ អង្គខាងឆ្វេងនៃសមីការ 2.3, $\sum \gamma_i Q_i$ គឺជាផលបូកនៃចំនួនបន្ទុកគណនា (បន្ទុកមេគុណ) ទាំងអស់ដែលមានអំពើលើគ្រឿងបង្គុំ ។ មេគុណបន្ទុក γ អាស្រ័យទៅនឹងប្រភេទបន្ទុក និងការបន្សំបន្ទុក (load combination) ។ បន្ទុកមេគុណ ត្រូវបានយកទៅធ្វើការសិក្សាគណនាសម្រាប់តម្លៃដែលធំជាងគេក្នុងចំណោមសមីការផ្សំបន្ទុកទាំង 6 ខាងក្រោម ។ ខាងក្រោមជាការបន្សំបន្ទុកដែលអោយដោយ “General Provision” នៅក្នុងជំពូក A

$$1.4D \qquad \text{(A4-1)}$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r or S or R) \qquad \text{(A4-2)}$$

$$1.2D + 1.6(L_r or S or R) + (0.5L or 0.8W) \qquad \text{(A4-3)}$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r or S or R) \qquad \text{(A4-4)}$$

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \qquad \text{(A4-5)}$$

$$0.9D \pm (1.3W or 1E) \qquad \text{(A4-6)}$$

ដែល D = បន្ទុកថេរ (Dead load)

L = បន្ទុកអថេរ (Live load)

L_r = បន្ទុកដំបូលអថេរ (Roof live load)

S = បន្ទុកព្រឹល (Snow load)

R = បន្ទុកភ្លៀង ឬទឹកកក (Rain or ice load)

W = បន្ទុកខ្យល់ (Wind load)

E = បន្ទុករញ្ជួយដី (Earthquake load)

យើងឃើញថា សមីការ A4-2, γ សម្រាប់បន្ទុកអថេរ L ស្មើ 1.6 តែសម្រាប់សមីការ A4-2 វិញ $\gamma = 0.5$ ។ មូលហេតុគឺបន្ទុកអថេរ ត្រូវបានគេផ្តោតសំខាន់សម្រាប់សមីការ A4-2 ឯបន្ទុកមួយក្នុងចំណោមបន្ទុកទាំងបី L_r, S ឬ R ត្រូវបានគេផ្តោតសំខាន់សម្រាប់សមីការ A4-3 ។

ឯមេគុណរេស៊ីស្តង់ ϕ មានតម្លៃនៅចន្លោះពី 0.75 ទៅ 1 ។

ឧទាហរណ៍ ២.១: សសរ (អង្កត់រងការសង្កត់) នៅជាន់ខាងលើរបស់អគាររងបន្ទុកដូចខាងក្រោម:

បន្ទុកថេរ (Dead load):	$485kN$
បន្ទុកអថេរលើកម្រាល (Floor live load):	$205kN$
បន្ទុកអថេរលើដំបូល (Roof live load):	$84.5kN$
បន្ទុកព្រិល (Snow):	$89kN$

a. កំណត់ការបន្សំបន្ទុកតាម AISC ដែលលុប និងតម្លៃបន្ទុកមេគុណដែលត្រូវគ្នា

b. ប្រសិនបើមេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi = 0.85$ ។ តើ nominal strength ដែលត្រូវការស្មើប៉ុន្មាន?

ដំណោះស្រាយ:

a. បន្សំបន្ទុកដែលលុបជាបន្សំបន្ទុកដែលបង្កើតបន្ទុកមេគុណធំជាងគេ ។ យើងនឹងពិនិត្យសមីការនីមួយៗ ដែលមានពាក់ព័ន្ធនឹងបន្ទុកថេរ D, បន្ទុកអថេរដែលបានពីឧបករណ៍ សម្ភារៈ និងមនុស្សដែលមានអំពើលើកម្រាល L, បន្ទុកអថេរដែលមានអំពើលើដំបូល L_r និងបន្ទុកព្រិល S ។

(A4-1): $1.4D = 1.4(485) = 679kN$

(A4-2): $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r$ ឬ S ឬ $R)$ ។ ដោយ $S > L_r$ ហើយ $R = 0$ ដូចនេះយើងចាំបាច់សិក្សាការបន្សំបន្ទុកតែម្តងគត់ ដោយប្រើ S

$$1.2D + 1.6L + 0.5S = 1.2(485) + 1.6(205) + 0.5(89) = 954.5kN$$

(A4-3): $1.2D + 1.6(L_r$ ឬ S ឬ $R) + (0.5L$ ឬ $0.8W)$

សម្រាប់បន្សំបន្ទុកនេះ យើងប្រើ S ជំនួសអោយ L_r ហើយ $R = W = 0$

$$1.2D + 1.6S + 0.5L = 1.2(485) + 1.6(89) + 0.5(205) = 826.9kN$$

(A4-4): $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r$ ឬ S ឬ $R)$ ។ សមីការនេះត្រូវបានកាត់បន្ថយមកត្រឹម $1.2D + 0.5L + 0.5S$ ហើយតាមការអង្កេត យើងឃើញថាសមីការនេះផ្តល់នូវលទ្ធផលតូចជាងបន្សំ (A4-2) និង (A4-3) ។

(A4-5): $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$ ។ ដោយសារ $E = 0$ ដូចនេះសមីការនេះត្រូវបានកាត់បន្ថយមកត្រឹម $1.2D + 0.5L + 0.2S$ ដែលលទ្ធផលទទួលបានពីសមីការនេះតូចជាងលទ្ធផលដែលទទួលបានពីសមីការ (A4-4) ។

(A4-6): $0.9D \pm (1.3W$ ឬ$1.0E)$ ។ សមីការនេះមានមេគុណបន្ទុកថេរតូចជាងសមីការដទៃនាំអោយលទ្ធផលរបស់សមីការនេះតូចជាងលទ្ធផលរបស់សមីការដទៃ ។

ចម្លើយ: បន្សំបន្ទុកដែលលុបគឺ (A4-2) ហើយបន្ទុកមេគុណគឺ $954.5kN$ ។

b. ប្រសិនបើគេជំនួសបន្ទុកមេគុណខាងលើទៅក្នុងសមីការ 2.3 យើងទទួលបាន

$$\sum \lambda_i Q_i \le \phi R_n$$

$$954.5 \le 0.85 R_n$$

$$R_n \ge 1123kN$$

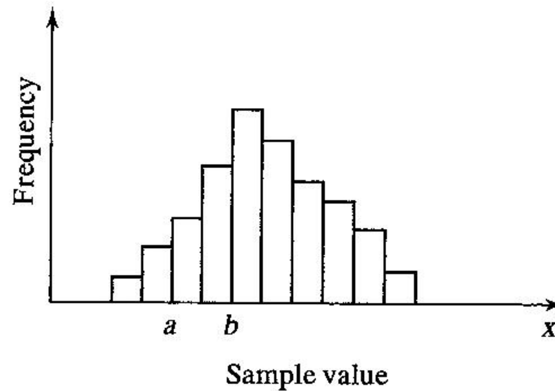
ចម្លើយ: nominal strength ដែលត្រូវការគឺ $1123kN$ ។

២.៤. មូលដ្ឋានប្រូបាប៊ីលីតេរបស់ Load and Resistance Factors
Probabilistic Basis of Load and Resistance Factors

ទាំងមេគុណបន្ទុក ទាំងមេគុណរេស៊ីស្តង់ដែលកំណត់ដោយ AISC គឺឈរលើគោលការណ៍ប្រូបាប៊ីលីតេ ។ មេគុណរេស៊ីស្តង់ការពារភាពមិនជាក់លាក់នៃលក្ខណៈរបស់សម្ភារៈ ទ្រឹស្តីនៃការសិក្សាគណនា និងការសាងសង់ ។

ទិន្នន័យនៃការពិសោធត្រូវបានបង្ហាញក្នុងទំរង់ histogram ឬ bar graph ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ២.១ ដែលមានអ័ក្សអាប់ស៊ីសតំណាងអោយតម្លៃរបស់សំណាកគំរូ ឬព្រឹត្តិការណ៍ (event) និងអ័ក្សអរដោនេតំណាងអោយចំនួនសំណាកគំរូដែលមានតម្លៃជាក់លាក់ ឬភាពញឹកញាប់ (frequency) នៃការកើតឡើងនៃតម្លៃជាក់លាក់ ។ របារ (bar) នីមួយៗអាចតំណាងអោយតម្លៃសំណាកគំរូមួយៗ ឬដែននៃតម្លៃមួយ ។ ប្រសិនបើអរដោនេគិតជាភាគរយ ក្រាភិចនឹងតំណាងអោយការបែងចែក relative frequency ។ ក្នុងករណីបែបនេះ ផលបូករបស់អរដោនេនឹងស្មើ 100% ។ ប្រសិនបើអ័ក្សអាប់ស៊ីសជាព្រឹត្តិការណ៍ ហើយប្រើនូវសំណាកគំរូគ្រប់គ្រាន់ អរដោនេនីមួយៗអាចសំដែងជាប្រូបាប៊ីលីតេដោយសរសេរជាភាគរយនៃតម្លៃសំណាកគំរូ ឬព្រឹត្តិការណ៍ដែលកើតមាន ។ Relative frequency ក៏អាចសរសេរជាទំរង់ទស្សភាគផងដែរ ដែលមានតម្លៃនៅចន្លោះពី 0 និង 1.0 ។ ដូចនេះផលបូករបស់អរដោនេនឹងស្មើ 1.0 ហើយប្រសិនបើរបារ (bar) នីមួយៗមានទទឹងឯកត្តា ដូចនេះក្រឡាផ្ទៃសរុបរបស់ដ្យាក្រាមក៏នឹងស្មើ 1.0 ផងដែរ ។ លទ្ធផលនេះបញ្ជាក់ថាប្រូបាប៊ីលីតេដែលស្មើនឹង 1.0 នឹងនាំអោយព្រឹត្តិ-ការណ៍ស្ថិតនៅក្នុងដែនកំណត់របស់ដ្យាក្រាម ។ លើសពីនេះ ប្រូបាប៊ីលីតេនៃតម្លៃជាក់លាក់ដែលតូចជាង ដែលនឹង

កើតឡើងនឹងស្មើក្រឡាផ្ទៃរបស់ដ្យាក្រាមដែលនៅខាងឆ្វេងរបស់តម្លៃនោះ។ ប្រូបាប៊ីលីតេនៃព្រឹត្តការណ៍ដែលមានតម្លៃស្ថិតនៅចន្លោះ a និង b នៅក្នុងរូបទី ២.១ ស្មើនឹងក្រឡាផ្ទៃរបស់ដ្យាក្រាមនៅចន្លោះ a និង b ។



មុននឹងដំណើរការសិក្សាគណនា យើងត្រូវស្គាល់ពីរូបមន្តខ្លះៗដែលប្រើនៅក្នុងប្រូបាប៊ីលីតេ។ មធ្យមភាគ (mean) $\bar{x}$ នៃសំនុំតម្លៃសំណាកគំរូ ឬ population ជាតម្លៃមធ្យមនព្វន្តដែល

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$$

ដែល x_i ជាតម្លៃសំណាកគំរូ ហើយ n ជាចំនួនរបស់តម្លៃ។ Median ជាតម្លៃកណ្តាលរបស់ x ហើយ mode ជាតម្លៃដែលកើតមានញឹកញាប់ជាងគេ។ Variance v ជាខ្នាតដែលវាស់ពីបម្រែបម្រួលនៃទិន្នន័យទាំងអស់ពី mean ហើយត្រូវបានកំណត់ដូចខាងក្រោម៖

$$v = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \bar{x}\right)^2$$

Standard deviation s ជាឬសការេនៃ variance

$$s = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}$$

ដូចគ្នានឹង variance ដែរ standard deviation ជារង្វាស់នៃបម្រែបម្រួលទាំងមូល ប៉ុន្តែវាមានខ្នាត និងលំដាប់នៃអាំងតង់ស៊ីតេជា data ។ Coefficient of variation V ជាផលចែករវាង standard deviation លើ mean ។

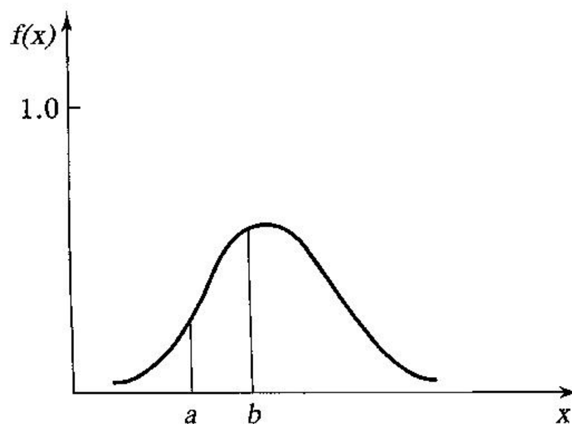
$$V = \frac{s}{\bar{x}}$$

ប្រសិនបើគេជំនួសការបែងចែក frequency ជាក់ស្តែងដោយអនុគមន៍ជាប់តាមទ្រឹស្តីដែលស្មើរតែស្មើគ្នានឹងទិន្ន-ន័យ (data) នោះគេហៅអនុគមន៍នេះជា probability density function ។ អនុគមន៍បែបនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ២.២ ។ អនុគមន៍ប្រូបាប៊ីលីតេត្រូវបានគណនាដោយអោយក្រឡាផ្ទៃសរុបដែលនៅពីក្រោមខ្សែកោងស្មើចំនួនឯកត្តា ។ សម្រាប់អនុគមន៍ $f(x)$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1.0$$

ដែលមានន័យថាប្រូបាប៊ីលីតេនៃតម្លៃសំណាកគំរូ ឬព្រឹត្តិការណ៍ដែលនឹងកើតឡើងស្មើនឹង 1.0 ។ ប្រូបាប៊ីលីតេនៃព្រឹត្តិការណ៍នៅចន្លោះ a និង b នៅក្នុងរូបទី ២.២ ស្មើនឹងក្រឡាផ្ទៃក្រោមខ្សែកោងចន្លោះ a និង b

$$\int_a^b f(x)dx$$



នៅពេលដែលគេប្រើ probability density function គេសន្មត់ប្រើនិមិត្តសញ្ញាខាងក្រោម

$\mu =$ mean
$\sigma =$ standard deviation

គោលការណ៍ប្រូបាប៊ីលីតេរបស់មេគុណបន្ទុក និងមេគុណរេស៊ីស្តង់ដែលប្រើដោយ AISC ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង ASCE structural journal (Ravindra and Galambos, 1978) ។ ឥទ្ធិពលបន្ទុក Q និងរេស៊ីស្តង់ R ជាអញ្ញាត ហើយវាអាស្រ័យទៅនឹងមេគុណជាច្រើន ។ គេប៉ាន់ស្មាន និងទទួលបានបន្ទុកពីការវាស់គ្រឿងបង្គុំជាក់ស្តែង ហើយរេស៊ីស្តង់ត្រូវបានគណនា និងកំណត់ដោយការពិសោធ ។ Q និង R ត្រូវបានបំបែកអោយដាច់ពីគ្នា

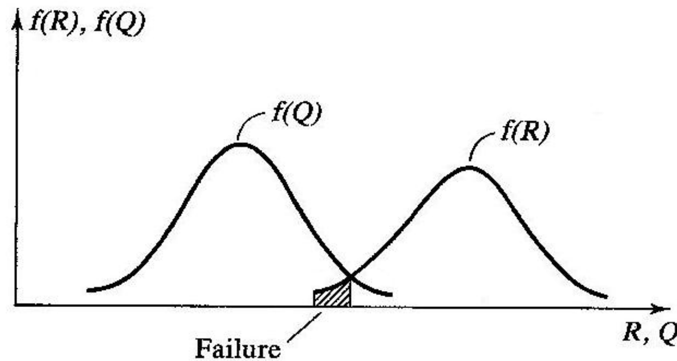
ហើយ អាចបង្ហាញជា frequency distribution histogram ឬបង្ហាញជា theoretical probability density function ។

ប្រសិនបើគេសង់ដ្យាក្រាមនៃ probability density សម្រាប់ឥទ្ធិពលបន្ទុក Q និងរេស៊ីស្តង់ R នៅលើក្រាភិចតែមួយ ដូចនៅក្នុងរូបទី ២.៣ តំបន់ដែលត្រូវគ្នានឹង $Q > R$ បង្ហាញពី failure ហើយ $Q < R$ បង្ហាញពី survival ។ ប្រសិនបើការបែងចែក Q និង R ត្រូវបានដាក់បញ្ចូលគ្នាទៅក្នុងអនុគមន៍តែមួយ តម្លៃវិជ្ជមាននៃ $R-Q$ ត្រូវគ្នានឹង survival ។ ដូចគ្នា ប្រសិនបើគេប្រើ probability density function R/Q (មេគុណសុវត្ថិភាព) survival ត្រូវបានសំដែងដោយតម្លៃ R/Q ធំជាង 1.0 ។ ប្រូបាប៊ីលីតេដែលត្រូវគ្នានឹង failure ជាប្រូបាប៊ីលីតេដែល R/Q តូចជាង 1.0 ។

$$P_F = P\left[\left(\frac{R}{Q}\right) < 1\right]$$

ដោយដាក់លោការីតនេពែទៅលើអង្គសងខាងនៃវិសមីការខាងលើយើងទទួលបាន

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < \ln 1\right] = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right]$$

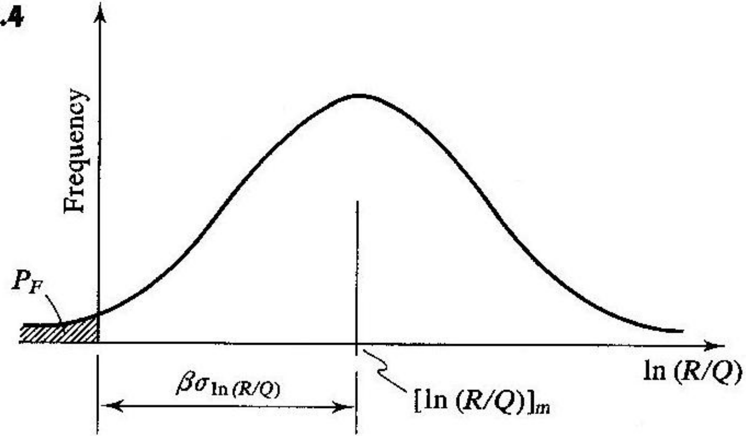


ខ្សែកោងបែងចែក frequency នៃ $\ln(R/Q)$ ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ២.៤ ។ គេអាចកំណត់ទំរង់ដែលមានលក្ខណ:ស្តង់ដានៃអញ្ញាត $\ln(R/Q)$ ជា

$$U = \frac{\ln\left(\frac{R}{Q}\right) - \left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}}$$

ដែល $\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m$ = តម្លៃមធ្យម (mean value) នៃ $\left(\frac{R}{Q}\right)$

$\sigma_{\ln(R/Q)}$ = standard deviation នៃ $\left(\frac{R}{Q}\right)$



យើងអាចសរសេរប្រូបាប៊ីលីតេនៃ failure ជា

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right] = P\left(\left\{U\sigma_{\ln(R/Q)} + \left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m\right\} < 0\right)$$

$$= P\left\{U < -\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}}\right\} = F_u\left\{-\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}}\right\}$$

ដែល F_u ជា cumulative distribution function នៃ U ឬជាប្រូបាប៊ីលីតេដែល U មិនធំជាង argument របស់អនុគមន៍។ ប្រសិនបើយើងយក

$$\beta = \frac{\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \qquad (2.4)$$

នោះ $\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m = \beta\sigma_{\ln(R/Q)}$

គេអាចបង្ហាញអញ្ញាត β ជាចំនួននៃ standard deviations ពីគោលនៃ mean value $\ln(R/Q)$ ។ ដើម្បីសុវត្ថិភាព, mean value ត្រូវតែតូចជាងសូន្យ ហើយជាវិបាក β ត្រូវបានគេហៅថា safety index ឬ reliability index ។ តម្លៃនេះកាន់តែធំ ក៏វិតសុវត្ថិភាពកាន់តែធំ ។ នេះមានន័យថាប្រូបាប៊ីលីតេនៃ failure ដែលបង្ហាញដោយផ្ទៃឆ្នូតនៅក្នុងរូបទី ២.៤ និងមានកំណត់សំគាល់ P_F នឹងមានតម្លៃតូច។ Reliability index ជាអនុគមន៍នៃឥទ្ធិពលបន្ទុក Q និងរេស៊ីស្តង់ R ។ ការប្រើ reliability index ដូចគ្នាសម្រាប់គ្រប់ប្រភេទអង្គត់ដែលរងគ្រប់ប្រភេទបន្ទុក ដូចគ្នានឹងការផ្តល់អោយអង្គត់នូវរេស៊ីស្តង់គ្រប់ប្រភេទដែរ។ តម្លៃកំណត់ (target value) របស់ β ដែលបង្ហាញនៅក្នុងតារាង ២.១ ត្រូវបានជ្រើសរើស និងប្រើនៅក្នុងការគណនាមេគុណបន្ទុក និងមេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់ AISC Specification ដែលឈរលើការស្នើឡើងដោយ Ravindra and Galambos (1978) ហើយក៏បានបង្ហាញថា

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} e^{-0.55\beta V_R} \tag{2.5}$$

ដែល $R_m =$ mean value នៃរេស៊ីស្តង់ R

$R_n =$ nominal resistance ឬរេស៊ីស្តង់តាមទ្រឹស្តី

$V_R =$ មេគុណបំរែបម្រួលរបស់ R

សមីការ 2.5 ជាសមីការសម្រាប់មេគុណរេស៊ីស្តង់ ϕ ដែលអោយនៅក្នុង Commentary to the Specification ។

តារាង ២.១ ដែនតម្លៃ (target value) របស់ β

ប្រភេទគ្រឿងបង្គុំ	លក្ខខណ្ឌបន្ទុក		
	$D+(L$ ឬ $S)$	$D+L+S$	$D+L+E$
អង្គត់	3.0	2.5	1.75
តំណ	4.5	4.5	4.5

២.៥. Manual of Steel Construction

Manual មានពីរភាគ ដែលភាគទីមួយមានចំណងជើងថា “Structural Members, Specifications and Codes” មាន 7ផ្នែក ដែលរៀបរាប់ពីការគណនាអង្គត់ ហើយភាគទីពីរមានចំណងជើង “connections”

មាន 5ផ្នែក ដែលនិយាយពីការគណនាតំណ។ សៀវភៅនេះផ្តោតជាសំខាន់ទៅលើភាគទីមួយដែលចែកចេញជា 7ផ្នែក។

Part1. Dimensions and Properties: ផ្នែកនេះមានព័ត៌មានលំអិតពី standard rolled-shapes, pipe និង structural tubing ដែលរួមមានទំហំមុខកាត់ និងលក្ខណៈសំខាន់ៗទាំងអស់ ដូចជាក្រឡាផ្ទៃ និងម៉ូម៉ង់និចលភាព។ ដែកដែលមានរៀបរាប់នៅក្នុង manual នេះត្រូវបានអនុញ្ញាតដោយ AISC Specification សម្រាប់ប្រើប្រាស់នៅក្នុងសំណង់អគារដែលរួមមានដូចខាងក្រោម៖

ASTM A36: Carbon structural steel

ASTM A529: High-strength, carbon-manganese structural steel

ASTM A572: High-strength, low-alloy structural steel

ASTM A242: Corrosion-resistant, high-strength, low-alloy structural steel

ASTM A588: Corrosion-resistant, high strength, low-alloy structural steel

ASTM A852: Quenched and temped low-alloy structural plate

ASTM A514: High-strength, quenched and tempered alloy structural steel plate

Part2. Essentials of LRFD: ផ្នែកនេះណែនាំយ៉ាងសង្ខេបពីមូលដ្ឋានរបស់ load and resistance factor design របស់គ្រឿងបង្គុំដែក និងមានឧទាហរណ៍ជាលេខបង្ហាញផងដែរ។

Part3. Column Design: ផ្នែកនេះមានតារាងជាច្រើនសម្រាប់សម្រួលលដល់ការគណនាទាំងអង្គត់រងការសង្កត់តាមអ័ក្ស និង beam-columns ។ តារាងភាគច្រើនគឺសម្រាប់ដែកដែលមាន yield stress $36ksi \approx 250MPa$ និង $50ksi \approx 345MPa$ ។

Part4. Beam and Girder Design: ផ្នែកនេះក៏ដូចផ្នែកទី 3ដែរគឺវាមាន design aid ជាច្រើនរួមមានតារាង និងក្រាភិច។ Design aid ភាគច្រើនមាននិយាយពីតំរូវការរបស់ AISC Specification ប៉ុន្តែ design aid ខ្លះដូចជា Beam diagrams and Formula គឺទាក់ទងនឹង structural analysis ។ ក្នុងផ្នែកនេះក៏មានរៀបរាប់ពីដំណើរការគណនាធ្នឹម និង girder ហើយមានឧទាហរណ៍បង្ហាញពីការសិក្សាគណនាទៀតផង។

Part5. Composite Design: ផ្នែកនេះរៀបរាប់ពីគ្រឿងបង្គុំសមាស ដែលជាទូទៅជាធ្នឹម ឬសសរ។ គ្រឿងបង្គុំសមាសផ្សំឡើងដោយសម្ភារៈពីរប្រភេទគឺ ដែកគ្រឿងបង្គុំ និងបេតុងអារម៉េ។ ជាធម្មតា គេប្រើធ្នឹមសមាសនៅពេលដែលប្រព័ន្ធធ្នឹមស្របទ្រកំរាលខណ្ឌបេតុងអារម៉េ។ នៅក្នុងការអនុវត្ត element ដែលផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបខាងលើត្រូវបានបង្កប់នៅក្នុងបេតុងដើម្បីភ្ជាប់សម្ភារៈទាំងពីរ។ សសរសមាស

អាចជាដែកគ្រឿងបង្គុំបង្កប់នៅក្នុងបេតុងអារម៉េ ឬដែកប្រហោងដែលបំពេញដោយបេតុង ។ ផ្នែកនេះមាន design aid និងឧទាហរណ៍បង្ហាញផងដែរ ។

Part6. Specifications and Codes: ផ្នែកនេះមាន AISC Specification និង Commentary, specification សម្រាប់ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ (RCSC, 1994) និងឯកសារដទៃទៀត ។

Part7. Miscellaneous Data and Mathematical Tables: ផ្នែកនេះនិយាយពី wire, sheet steel និងលក្ខណៈផ្សេងៗរបស់ដែក និងសម្ភារៈសំណង់ដទៃទៀត ។ ហើយក៏មានរួមបញ្ចូលទាំងរូបមន្តគណិតវិទ្យា និងមេគុណសម្រាប់បំលែងខ្នាត ។

ភាគទីពីរ (ដែលផ្សំដោយ ៥ផ្នែក) មានតារាងសម្រាប់ជួយក្នុងការគណនាការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារ និងដោយប៊ូឡុងជាមួយនឹងតារាងដែលផ្តល់អោយយ៉ាងលំអិតលើ standard connection ។

AISC Specification គ្រាន់តែជាផ្នែកដ៏តូចមួយរបស់ Manual ។ ពាក្យ និងតម្លៃថេរជាច្រើនដែលប្រើនៅក្នុងផ្នែកខ្លះរបស់ Manual ត្រូវបានបង្ហាញដើម្បីសម្រួលដល់ដំណើរការសិក្សាគណនា ហើយវាមិនមានសរសេរនៅក្នុង specification ទេ ។

ចំណោទ

ចំណាំ: បន្ទុកសម្មតិកម្មទាំងអស់ជាបន្ទុកធ្វើការ (service load) ។

2.3.1. សសរនៅជាន់ខាងលើរបស់អគាររងបន្ទុកសង្កត់ដែលបានពី: បន្ទុកថេរ $=137kN$, បន្ទុកអថេរ $=7.5kN$, បន្ទុកអថេរដែលមានអំពើលើដំបូល $=85kN$ និងបន្ទុកព្រិល $=90kN$ ។

ក. កំណត់ការបន្សំបន្ទុកដែលមានលក្ខណៈលុប និងបន្ទុកមេគុណ ។

ខ. ប្រសិនបើមេគុណរេស៊ីស្តង់ស្មើនឹង 0.85 ។ តើ nominal strength តម្រូវការរបស់សសរមានតម្លៃប៉ុន្មាន?

2.3.2. សសររងបន្ទុកដែលបានពី: បន្ទុកថេរ $=115kN$, បន្ទុកអថេរ $=67kN$, បន្ទុកអថេរដែលមានអំពើលើដំបូល $=22kN$, បន្ទុកព្រិល $=35kN$, បន្ទុកភ្លៀង $=22kN$ និងបន្ទុកខ្យល់ $35kN$ ។ បន្ទុកទាំងអស់ជាបន្ទុកសង្កត់លើកលែងតែបន្ទុកខ្យល់ដែលអាចជាបន្ទុកទាញ ឬបន្ទុកសង្កត់ ។

ក. កំណត់ការបន្សំបន្ទុកដែលមានលក្ខណៈលុប និងបន្ទុកមេគុណ ។

ខ. ប្រសិនបើមេគុណរេស៊ីស្តង់ស្មើនឹង 0.85 ។ តើ nominal strength តម្រូវការរបស់សសរមានតម្លៃប៉ុន្មាន?

2.3.3. បន្ទុកនៅលើធ្នឹមដំបូលរួមមានបន្ទុកអថេរ $2.9kN/m$, បន្ទុកអថេរដែលមានអំពើលើដំបូល $1.9kN/m$ និងបន្ទុកព្រិល $2.0kN/m$ ។ កំណត់បន្ទុកមេគុណដែលគេប្រើសម្រាប់សិក្សាគណនាធ្នឹមនេះ ។ តើបន្សំបន្ទុកមួយណាដែលលុប?

2.3.4. គេនឹងសិក្សាគណនាធ្នឹមសម្រាប់ប្រព័ន្ធដំបូល និងប្រព័ន្ធកម្រាលសម្រាប់អគារការិយាល័យ ។ កំណត់បន្សំបន្ទុកដែលលុប និងបន្ទុកមេគុណសម្រាប់ករណីខាងក្រោម:

ក. ដំបូល: បន្ទុកថេរ $1.4kN/m^2$, បន្ទុកថេរដែលមានអំពើលើដំបូល $1.0kN/m^2$, បន្ទុកព្រិល $1.0kN/m^2$ និងបន្ទុកទឹកភ្លៀងដែលបានពីកម្ពស់ទឹក $10cm$ ។

ខ. កម្រាល: បន្ទុកថេរ $3.0kN/m^2$ និងបន្ទុកអថេរ $3.8kN/m^2$

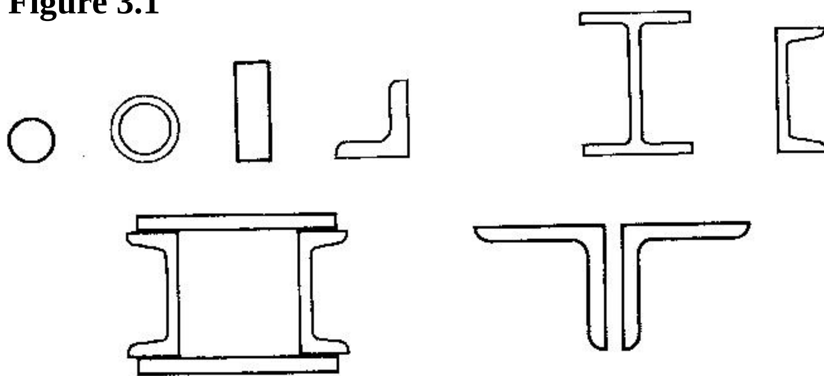
2.3.5. ជារឿយៗ គេតែងសិក្សាគណនាសំណង់អគារអំពីដែកជាមួយនឹងប្រព័ន្ធពង្រឹងអង្កត់ទ្រូង (diagonal bracing system) ដើម្បីទប់ទល់នឹងបន្ទុកខាង (កម្លាំងតាមទិសដេកដែលកើតពីបន្ទុកខ្យល់ និងបន្ទុករញ្ជួយដី) ។ កំណត់បន្សំបន្ទុក និងបន្ទុកមេគុណដែលលុបសម្រាប់បន្ទុកដែលបានពី: បន្ទុកថេរ $=59kN$, បន្ទុកអថេរ $=31kN$, បន្ទុកអថេរដែលមានអំពើលើដំបូល $=5.8kN$, បន្ទុកព្រិល $=5.8kN$ បន្ទុកខ្យល់ $=670kN$ និងបន្ទុករញ្ជួយដី $=717kN$ ។

III. គ្រឿងបង្គុំរងការទាញ
Tension Members

៣.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

គ្រឿងបង្គុំរងការទាញ ជាគ្រឿងបង្គុំសំណង់ដែលរងកម្លាំងទាញតាមអ័ក្ស។ វាត្រូវបានគេប្រើសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំច្រើនប្រភេទ រួមបញ្ចូលទាំងគ្រឿងបង្គុំ truss ខ្សែកាបសម្រាប់ suspension bridge និង cable-stayed bridge, ប្រព័ន្ធពង្រឹងអគារ និងស្ពាន ខ្សែកាបសម្រាប់ប្រព័ន្ធដំបូលព្យួរផងដែរ។ សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ជាអ្នកកំណត់លទ្ធភាពទប់ទល់ទៅនឹងកម្លាំងខាងក្រៅ។ ដែកដែលមានមុខកាត់មូល និង ដែកកែងហូតក្តៅ (rolled angle shape) ត្រូវបានគេប្រើជាទូទៅ។ ពេលខ្លះ មុខកាត់ built-up ពីមុខកាត់ហូតក្តៅ (rolled shape) ឬមុខកាត់ផ្សំគ្នាពីមុខកាត់ហូតក្តៅជាមួយនឹងដែកបន្ទះ (plate) ត្រូវបានគេប្រើប្រាស់ក្នុងករណីទប់ទល់ជាមួយបន្ទុកធំ។ មុខកាត់ built-up ភាគច្រើនជា double-angle section (រូបទី៣.១) ជាមួយនឹងមុខកាត់គំរូផ្សេងៗទៀត។ ដោយសារតែការប្រើប្រាស់មុខកាត់នេះមានភាពទូលំទូលាយ តារាងលក្ខណៈនៃបន្សំមុខកាត់កែង (combinations of angles) ផ្សេងៗក៏ត្រូវបានបញ្ចូលទៅក្នុង AISC Manual of steel Construction ។

Figure 3.1



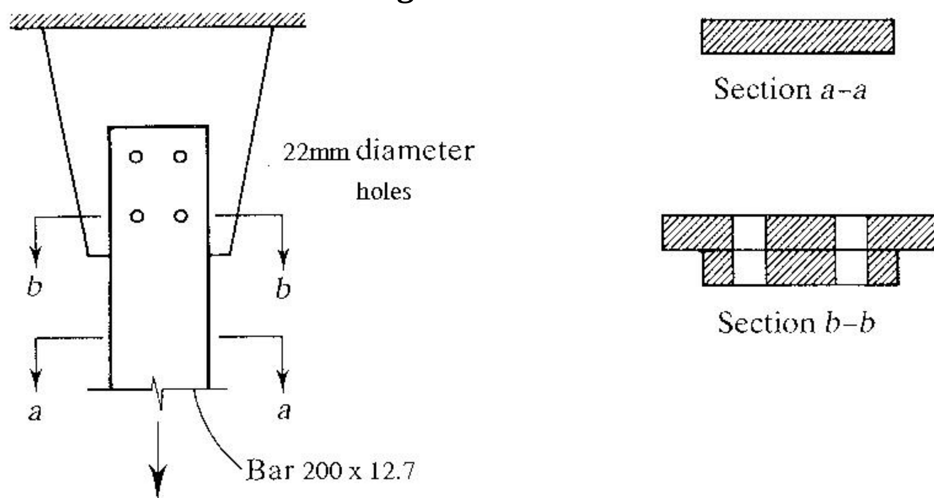
កុងត្រាំងនៅក្នុងអង្គត់រងការទាញតាមអ័ក្សគឺ

$$f = \frac{P}{A}$$

ប្រសិនបើក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់អង្គត់រងការទាញប្រែប្រួលតាមប្រវែង នោះកុងត្រាំងនឹងប្រែប្រួលតាមមុខកាត់ដែរ។ ជាធម្មតា គ្រឿងបង្គុំរងការទាញដែលភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង តែងតែមានប្រហោង។ វត្តមានរបស់ប្រ

ហោងតែងមានឥទ្ធិពលទៅលើកុងត្រាំង ។ នៅក្នុងករណីនេះ គេចោលមុខកាត់ប្រហោង ។ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សុទ្ធ (net area ឬ net section) ជាមុខកាត់សុទ្ធដែលមិនគិតមុខកាត់ប្រហោង ឯក្រឡាផ្ទៃពេញ (gross area) ជាមុខកាត់ពេញដែលគិតរួមទាំងមុខកាត់ប្រហោង ។ ជារឿយៗ អង្គត់រងការទាញតែងភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងនៅខាងចុង (រូបទី៣.២) ។

Figure 3.2



ការសិក្សាគណនាគ្រឿងបង្គុំរងការទាញ គឺជាការជ្រើសរើសអង្គត់ដែលមានមុខកាត់គ្រប់គ្រាន់ ដើម្បីទប់ទល់នឹងកុងត្រាំងដែលបានពីបន្ទុកមេគុណ ។ ក្នុងករណីដែលគេស្គាល់មុខកាត់អង្គត់ គេអាចគណនារេស៊ីស្តង់គណនា (design strength) ហើយគេធ្វើការប្រៀបធៀបវាជាមួយបន្ទុកមេគុណ ។ ជាទូទៅ ការសិក្សាវិភាគ (analysis) ជាដំណើរការគណនាវិភាគ ឯចំណែកការសិក្សាគណនាមុខកាត់ (design) ជាដំណើរការគណនាសារចុះសារឡើង ហើយត្រូវការការសាកល្បង និងមានកំហុសច្រើនមិនផុត ។

៣.២. រេស៊ីស្តង់គណនា (Design strength)

គ្រឿងបង្គុំរងការទាញអាចមិនជាប់ដោយស្ថានភាពកំណត់ (limit state) ពីរយ៉ាង:

- កំហូចទ្រង់ទ្រាយលើសលប់ (excessive deformation): ដើម្បីការពារស្ថានភាពបែបនេះ បន្ទុកនៅលើមុខកាត់ពេញ (gross section) ត្រូវតែមានតម្លៃតូចគ្រប់គ្រាន់ ដែលនាំឱ្យកុងត្រាំងនៅលើមុខកាត់ពេញ (gross section) មាន តម្លៃតូចជាងកុងត្រាំងយាល (yield stress) F_y ។

$$P_n < F_y A_g$$

ដែល P_n = nominal strength in yielding

F_y = yield strength

A_g = gross section area

- ការដាច់ (fracture)៖ ដើម្បីការពារស្ថានភាពបែបនេះ កុងត្រាំងនៅលើមុខកាត់សុទ្ធ (net section) ត្រូវតែមានតម្លៃតូចជាងរេស៊ីស្តង់ដាច់ (tensile strength) F_u ។

$$P_n < F_u A_e$$

ដែល P_n = nominal strength in yielding

F_u = tensile strength

A_e = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សុទ្ធប្រសិទ្ធភាព (effective net area) ។ ក្នុងករណីខ្លះ A_e មានតម្លៃស្មើក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សុទ្ធ (net section) A_n តែក្នុងករណីខ្លះវាមានតម្លៃតូចជាង A_n ។

ទោះបីជា នៅលើមុខកាត់សុទ្ធ (net section) កើតមានយាល (yield) មុនក៏ដោយ តែកំហូចទ្រង់ទ្រាយនៅលើប្រវែងនៃតំណមានតម្លៃតូចជាងកំហូចទ្រង់ទ្រាយនៅលើផ្នែករងការទាញដែលនៅសល់ ។ មូលហេតុគឺសាច់លូតសរុប (total elongation) ជាផលគុណរវាងប្រវែងដើម និងសាច់លូតធៀប (strain) (អនុគមន៍ទៅនឹងកុងត្រាំង) ។ ស្ថានភាពកំណត់ (limit state) សម្រេចឱ្យមុខកាត់ពេញ (gross section) រងកុងត្រាំងយាល (yield stress) គឺដោយសារតែសាច់លូតសរុបមានតម្លៃធំជាង មិនមែនដោយសារការយាល (yielding) មុនទេ ។

មេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi_t = 0.9$ សម្រាប់ការយាល (yielding)

មេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi_t = 0.75$ សម្រាប់ការដាច់ (fracture)

ពីសមីការ 1.3 យើងអាចសរសេរ

$$\sum \gamma_i Q_i \le \phi_t P_n$$

ឬ $P_u \le \phi_t P_n$

ដែល P_u ជាបន្ទុកមេគុណដែលមានតម្លៃធំជាងគេ ។

ដោយសារគេមានស្ថានភាពកំណត់ (limit state) ចំនួនពីរ ដូចនេះស្ថានភាពទាំងពីរត្រូវបំពេញលក្ខខណ្ឌខាងក្រោម៖

$P_u \le 0.9F_y A_g$ សម្រាប់មុខកាត់ពេញ (gross section)

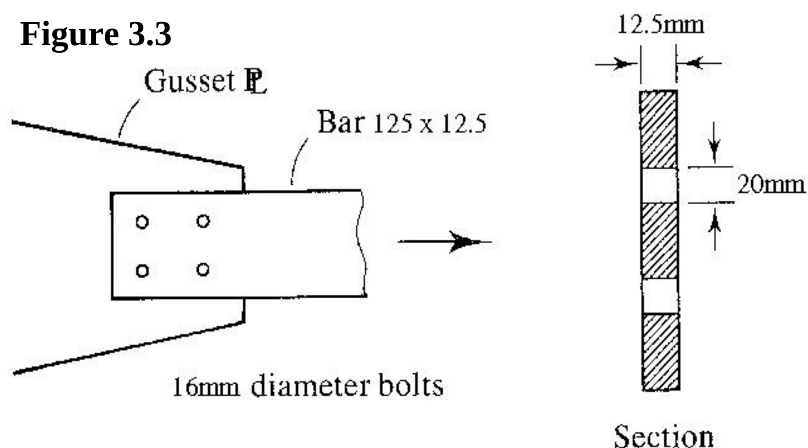
$P_u \le 0.75F_u A_e$ សម្រាប់មុខកាត់សុទ្ធ (net section)

តម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោមតម្លៃទាំងពីរជារេស៊ីស្តង់គណនារបស់អង្គត់រងការទាញ។

ក្រឡាផ្ទៃពិតប្រាកដដែលដកចេញពីក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ពេញ (gross area) ដោយមានវត្តមានប្រហោងគឺអាស្រ័យទៅនឹងដំណើរការផលិត។ សម្រាប់ការអនុវត្តទូទៅ រន្ធដែលចោះដោយលក្ខណៈបទដ្ឋាន drill or punch oversized holes គេត្រូវបូកបន្ថែម $2mm$ ទៅលើអង្កត់ផ្ចិតរបស់ប៊ូឡុង។ សម្រាប់ drill or punch standard holes គេត្រូវបូកបន្ថែម $4mm$ ទៅលើអង្កត់ផ្ចិតរបស់ប៊ូឡុងដែលគេប្រើប្រាស់។ សម្រាប់រន្ធទ្រវែង (slotted holes) គេត្រូវបានគេបូកបន្ថែម $2mm$ ទៅលើអង្កត់ផ្ចិតរបស់ប៊ូឡុង។ ខាងក្រោមជាតារាងបង្ហាញពីអង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង និងអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ។

Nominal Hole Dimensions, mm				
អង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង Bolt Diameter	ខ្នាតប្រហោង Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
M16	18	20	18×22	18 ×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27 [a]	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥ M36	d + 3	d + 8	(d + 3)×(d + 10)	(d + 3)× 2.5d
[a]Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable. (ត្រូវគ្នា $25mm$)				

ឧទាហរណ៍៣.១: *របារដែកម៉ាក A36 ដែលមានមុខកាត់ $125\times12.5mm^2$ ត្រូវបានប្រើជាអង្គត់រងការទាញ។ វាត្រូវបានតភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate ជាមួយនឹងប៊ូឡុង M16 ចំនួន 4 គ្រាប់ (រូបទី៣.៣)។ ដោយសន្មត់ថា effective net area A_e ស្មើនឹង net area ចូរកំណត់រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength)។*



ដំណោះស្រាយ:

ដែកដែលមានម៉ាក A36 មាន $F_y = 250MPa$ *និង* $F_u = 400MPa$

សម្រាប់ yielding នៃ gross section

$$A_g = 125 \times 12.5 = 1562.5mm^2$$

រេស៊ីស្តង់ nominal

$$P_n = F_y A_g = 250 \times 1562.5 = 390kN$$

រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength)

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 390 = 351kN$$

សម្រាប់ fracture នៃ net section

$$A_n = A_g - A_{holes}$$

$$= 1562.5 - 2 \times (12.5 \times 20) = 1062.5mm^2$$

$A_e = A_n = 1062.5mm^2$ *(សម្រាប់តែឧទាហរណ៍នេះប៉ុណ្ណោះ)*

រេស៊ីស្តង់ nominal

$$P_n = F_u A_e = 400 \times 1062.5 = 425kN$$

រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength)

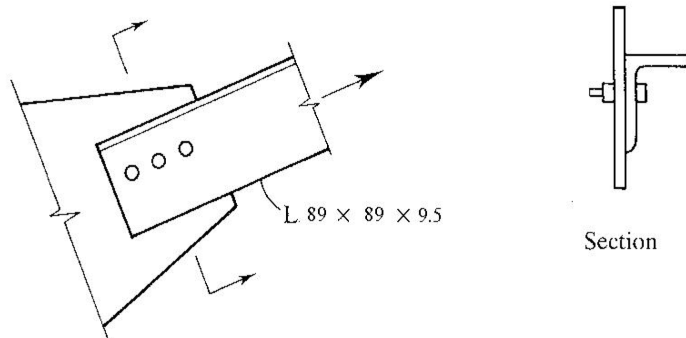
$$\phi_t P_n = 0.75 \times 425 = 348.75kN$$

ដូចនេះ រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength) $\phi_t P_n = 348.75kN$ *(តម្លៃតូចជាងជាចម្លើយ)*

ឥទ្ធិពលនៃកុងត្រាំងផ្តុំ (stress concentration) មិនត្រូវបានគេពិចារណាក្នុងករណីនេះទេ តែធាតុពិត កុងត្រាំងនៅត្រង់រន្ធមានតម្លៃប្រហែលបីដងកុងត្រាំងមធ្យមដែលកើតមាននៅលើ net area ហើយកុងត្រាំងនៅ

ត្រង់ fillet នៃមុខកាត់ហួតក្ដៅ មានតម្លៃធំជាងកុងត្រាំងមធ្យមលើសពីរដង។ ដោយសារតែភាពស្វិត ឬភាពហួតល្វស (ductile) របស់ដែកដែលទីតាំងដែលមាន overstress ត្រូវបានចោលសម្រាប់ការគណនាទូទៅ។ ក្រោមលក្ខខណ្ឌជាក់ស្ដែង ដែកអាចបាត់បង់ភាពស្វិតរបស់វា ហើយ stress concentration អាចធ្វើឱ្យរបារដាច់ភ្លាមៗ។ ស្ថានភាពនេះរួមមាន fatigue loading និងក្រោមសីតុណ្ហភាពទាបមែនទែន។

Figure 3.4



ឧទាហរណ៍៣.២: *របាររងការទាញមុខកាត់កែងទោល* $L89 \times 89 \times 9.5$ *ត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate ជាមួយនឹងប៊ូឡុង M22 ចំនួន 3 គ្រាប់ (រូបទី៣.៤)។ របារដែកនេះ មានម៉ាក A36 ។ បន្ទុកថេរ* $DL = 155kN$ *និងបន្ទុក* $LL = 67kN$ *។ វិភាគមុខកាត់នេះ ដោយសន្មត់ effective net area* A_e *ស្មើទៅនឹង 85% របស់ net area ។*

ដំណោះស្រាយ:

បន្សំបន្ទុក (load combination)

(A4-1): $1.4DL = 1.4 \times 155 = 217kN$

(A4-2): $1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 155 + 1.6 \times 67 = 293.2kN > 217kN$

$\Rightarrow P_u = 293.2kN$

រេស៊ីស្តង់គណនា (design strength)

gross section: $A_g = 1610mm^2$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 250 \times 1610 = 362.25kN$$

net section: $A_n = 1610 - (9.5 \times 26) = 1363mm^2$

$$A_e = 0.85 \times 1363 = 1158.55mm^2$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_{yu} A_e = 0.75 \times 400 \times 1158.55 = 347.57kN < 362.25kN$$

ដោយ $P_u < \phi_t P_n$ $(293.2kN < 347.57kN)$ *ដូចនេះ របារមានសុវត្ថិភាពដោយបំពេញលក្ខខណ្ឌ ។*

នៅក្នុងឧទាហរណ៍ខាងលើនេះ យើងឃើញថាបន្ទុំបន្ទុក (A4-2) ត្រូវបានយកមកធ្វើការគណនា។ នៅពេលមានតែបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរធ្វើអំពើលើគ្រឿងបង្គុំ ហើយបន្ទុកថេរ តូចជាងបន្ទុកអថេរ 8ដង នោះគេប្រើបន្ទុំបន្ទុក (A4-2) ដើម្បីធ្វើការគណនា។ សម្រាប់ឧទាហរណ៍ខាងមុខ យើងនឹងមិនធ្វើការផ្ទៀងផ្ទាត់បន្ទុំបន្ទុក $1.4D$ (A4-1) ទេ ដោយសារតែវាមិនអាចធំជាងបន្ទុំបន្ទុក (A4-2)ទេ ។

៣.៣. ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សុទ្ធប្រសិទ្ធភាព (Effective net area)

ក្នុងចំណោមកត្តាជាច្រើនដែលមានឥទ្ធិពលទៅលើការធ្វើការរបស់របាររងការទាញ របៀបនៃការតភ្ជាប់ជាកត្តាមួយដែលសំខាន់ជាងគេ។ តំណភាគច្រើនតែងតែធ្វើឱ្យរបារចុះខ្សោយ ការគណនានូវឥទ្ធិពលរបស់វាត្រូវបានគេហៅថា *Joint efficiency* ។ កត្តានេះជាអនុគមន៍ទៅនឹងភាពស្វិតរបស់សម្ភារៈ (ductility of material) គំលាតរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ (fastener spacing) កុងត្រាំងផ្តុំនៅត្រង់ប្រហោង (stress concentra-tion) ទម្រង់នៃការផលិតរួមទាំងបាតុភូតដែលគេស្គាល់ថាជា shear leg ។ កត្តាទាំងនេះនាំឱ្យមានការកាត់បន្ថយប្រសិទ្ធភាពរបស់របារ ប៉ុន្តែ shear lag ជាកត្តាមួយដែលសំខាន់ជាងគេ ។

Shear lag កើតមាននៅពេលដែលមុខកាត់របារទាំងមូលមិនត្រូវបានតភ្ជាប់ ដូចជានៅពេលដែលជើងម្ខាងរបស់ដែកកែងត្រូវបានភ្ជាប់ដោយសារប៊ូឡុងទៅនឹង gusset plate (*រូបទី៣.៥*) ។ សារៈសំខាន់របស់ការតភ្ជាប់ដោយផ្នែក ធ្វើឱ្យផ្នែករបស់របារដែលតភ្ជាប់រងបន្ទុកធំ (overload) ហើយផ្នែកដែលមិនតភ្ជាប់មិនរងកុងត្រាំងពេញលេញ។ ការបន្លាយប្រវែងតំបន់តភ្ជាប់ជួយកាត់បន្ថយឥទ្ធិពលនេះ។ ការស្រាវជ្រាវដែលធ្វើឡើងដោយ Munse និង Chesson (1963) បានសំណូមពរឱ្យគិត shear lag ក្នុងការកាត់បន្ថយ net area។ ដោយសារតែ shear lag មានឥទ្ធិពលទៅលើការតភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង និងការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារ នោះ effec-tive net area ត្រូវបានគេអនុវត្តចំពោះតំណទាំងពីរប្រភេទនេះ ។

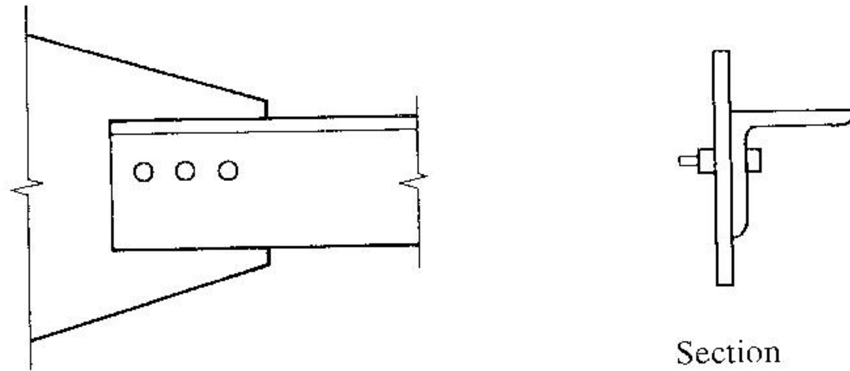
Effective net area សម្រាប់តំណប៊ូឡុង

$$A_e = UA_n$$

Effective net area សម្រាប់តំណផ្សារ

$$A_e = UA_g$$

Figure 3.5



U ជាមេគុណកាត់បន្ថយប្រសិទ្ធភាព (reduction factor)

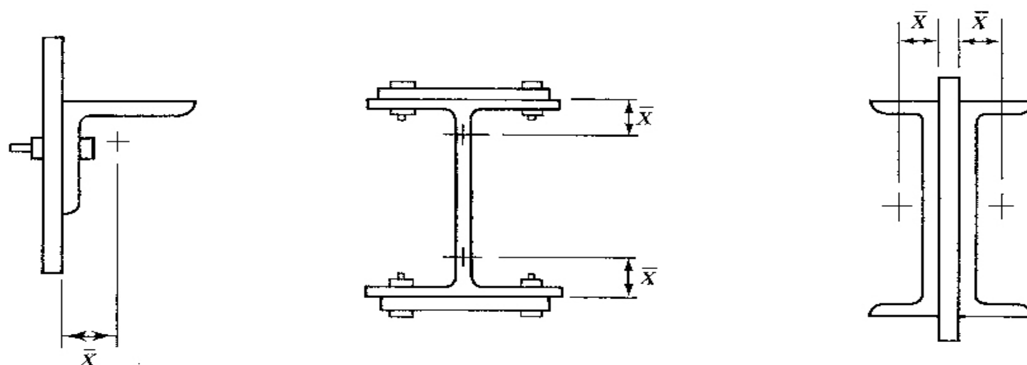
$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \le 0.9 \qquad \text{(AISC Equation B3-2)}$$

$\bar{x}$ ជាចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់របស់មុខកាត់ទៅប្លង់នៃការតភ្ជាប់។

L ជាប្រវែងនៃការតភ្ជាប់។

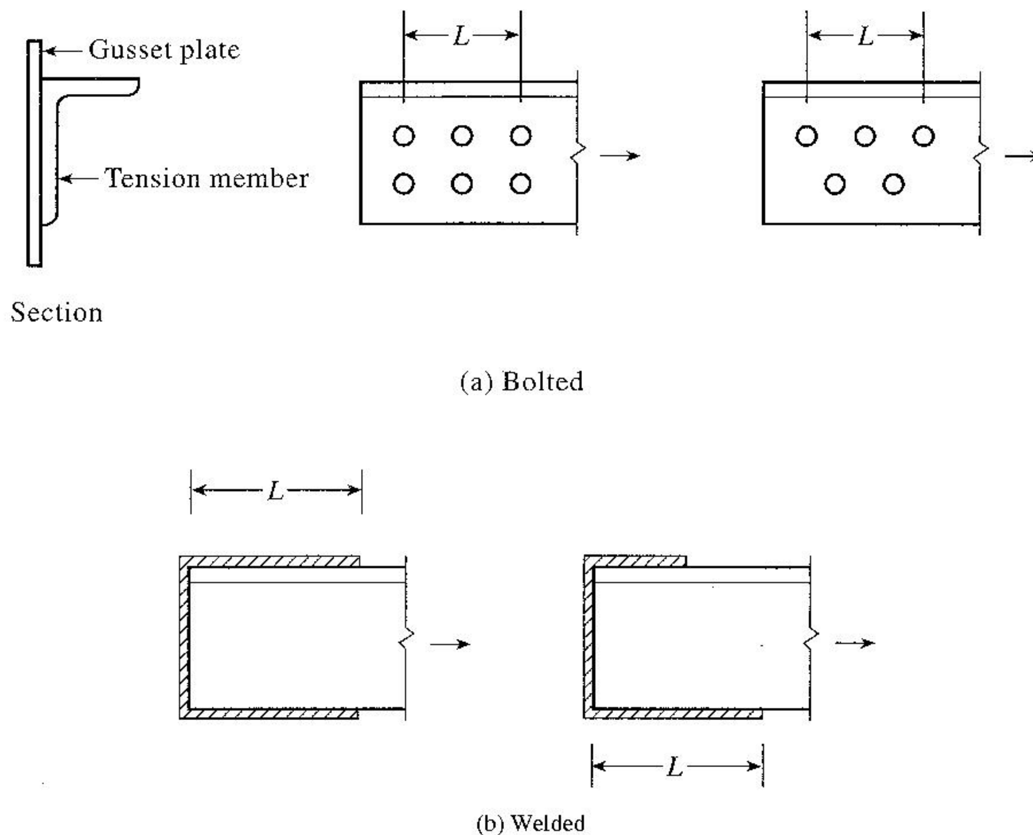
ប្រសិនបើរបារតភ្ជាប់ដោយមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រី $\bar{x}$ ត្រូវជ្រើសរើសយកតម្លៃតូចជាងគេ (*រូបទី៣.៦*)។

Figure 3.6



L ជាប្រវែងតភ្ជាប់តាមទិសដៅបន្ទុកធ្វើអំពើ (*រូបទី៣.៧*)។ សម្រាប់តំណប៊ូឡុង L ត្រូវបានគេវាស់ពីចុងម្ខាងរបស់អ័ក្សប៊ូឡុង ទៅចុងម្ខាងទៀតរបស់អ័ក្សប៊ូឡុង។ សម្រាប់តំណផ្សារ L ត្រូវបានវាស់ពីចុងតំណម្ខាងទៅតំណម្ខាង។ ប្រសិនបើ កំណាត់ដែលផ្សារមានប្រវែងតាមទិសដៅកម្លាំង ប្រវែងកំណាត់ដែលមានប្រវែងវែងជាងត្រូវបានយកមកគណនា។

Figure 3.7



(a) Bolted

(b) Welded

តម្លៃមធ្យម $\frac{\bar{x}}{L}$ សម្រាប់ការតភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងសម្រាប់អង្គត់រងការទាញផ្សេងៗ Commentary to AISC B3 ឱ្យតម្លៃ U ជំនួសឱ្យការគណនា $1-\frac{\bar{x}}{L}$ ។ តម្លៃមធ្យម U សម្រាប់តំណប៊ូឡុងមានពីរប្រភេទ: សម្រាប់ការតភ្ជាប់ដោយ fastener ពីរក្នុងមួយជួរតាមទិសដៅបន្ទុកធ្វើការ និងសម្រាប់ការភ្ជាប់ដោយ fastener បីឬ ច្រើនក្នុងមួយជួរ ។ គេឱ្យតម្លៃ U បីផ្សេងគ្នា ដែលគោរពតាមលក្ខខណ្ឌខាងក្រោម:

1. សម្រាប់ដែកដែលមានមុខកាត់ W, M, S ដែលមានផលធៀបទទឹងលើកម្ពស់យ៉ាងតិច ⅔ (និងសម្រាប់ មុខកាត់ T ដែលកាត់ចេញពីមុខកាត់ទាំងបីខាងលើ) ហើយត្រូវបានភ្ជាប់នៅនឹងស្លាបជាមួយនឹង fastener យ៉ាងតិចបីក្នុងមួយជួរតាមទិសដៅបន្ទុកធ្វើអំពើ

$$U = 0.9$$

2. សម្រាប់គ្រប់ទម្រង់មុខកាត់ផ្សេងទៀត (រួមទាំងមុខកាត់ built-up) ជាមួយនឹង fastener យ៉ាងតិចបីក្នុងមួយជួរ

$U = 0.85$

3. សម្រាប់គ្រប់អង្គត់ទាំងអស់ ជាមួយនឹង fastener យ៉ាងតិចពីរក្នុងមួយជួរ

$U = 0.75$

រូបខាងក្រោមនឹងបង្ហាញនូវ បម្រើបម្រាស់ច្បាប់ទាំងនេះ (*រូបទី៣.៨*) ។

គេក៏អាចប្រើប្រាស់តម្លៃ U មធ្យមសម្រាប់តំណផ្សារដែរ។ បើទោះជាមិនបានបរិយាយក្នុង Commentary ក៏ដោយ តែវាជាចេតនារបស់ (AISC, 1989b) ។ ច្បាប់នេះដូចគ្នា តែលើកលែងសម្រាប់ការផ្តល់ឱ្យដែលឆ្លើយតបទៅនឹង fastener ពីរមិនត្រូវបានអនុវត្ត។ តម្លៃមធ្យម U សម្រាប់តំណផ្សារមានដូចខាងក្រោម:

1. សម្រាប់ដែកដែលមានមុខកាត់ W, M, S ដែលមានផលធៀបទទឹងលើកម្ពស់យ៉ាងតិច $\frac{2}{3}$ (និងសម្រាប់មុខកាត់ T ដែលកាត់ចេញពីមុខកាត់ទាំងបីខាងលើ) ហើយត្រូវបានភ្ជាប់នៅនឹងស្លាប

$U = 0.9$

2. សម្រាប់គ្រប់ទម្រង់មុខកាត់ផ្សេងទៀត

$U = 0.85$

ករណីពិសេសសម្រាប់ការតដោយការផ្សារ

A_e មានតម្លៃតូចជាង A_n នៅពេលដែលមុខកាត់របស់អង្គត់ខ្លះប៉ុណ្ណោះមិនត្រូវបានតភ្ជាប់។ សម្រាប់អង្គត់រងការទាញដូចជា បន្ទះដែក ឬរបារ (ដូចបង្ហាញក្នុងឧទាហរណ៍៣.១) effective net area ត្រូវបានយកពេញ ដូចការគណនា net area ។ តែទោះជាយ៉ាងណា វាមានករណីលើកលែងសម្រាប់ច្បាប់នេះ: សម្រាប់បន្ទះដែក ឬដែករបារដែលតភ្ជាប់ដោយការផ្សារតាមបណ្តោយ (longitudinal weld) ផ្នែកខាងចុងរបស់វា (*រូបទី៣.៩*) ។

$$A_e = UA_n$$

ដែល $U = 1$ សម្រាប់ $l \ge 2w$

$U = 0.87$ សម្រាប់ $1.5w \le l < 2w$

$U = 0.75$ សម្រាប់ $w \le l < 1.5w$

l = ប្រវែងការផ្សារ $> w$

w = ចម្ងាយចន្លោះការផ្សារ (ដែលអាចយកទទឹងរបស់ plate ឬ bar)

AISC B3 ក៏ឱ្យនូវករណីពិសេសមួយសម្រាប់អង្គត់ដោយការផ្សារតែ transverse weld ប៉ុណ្ណោះ

A_e = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលផ្សារ

Figure 3.8

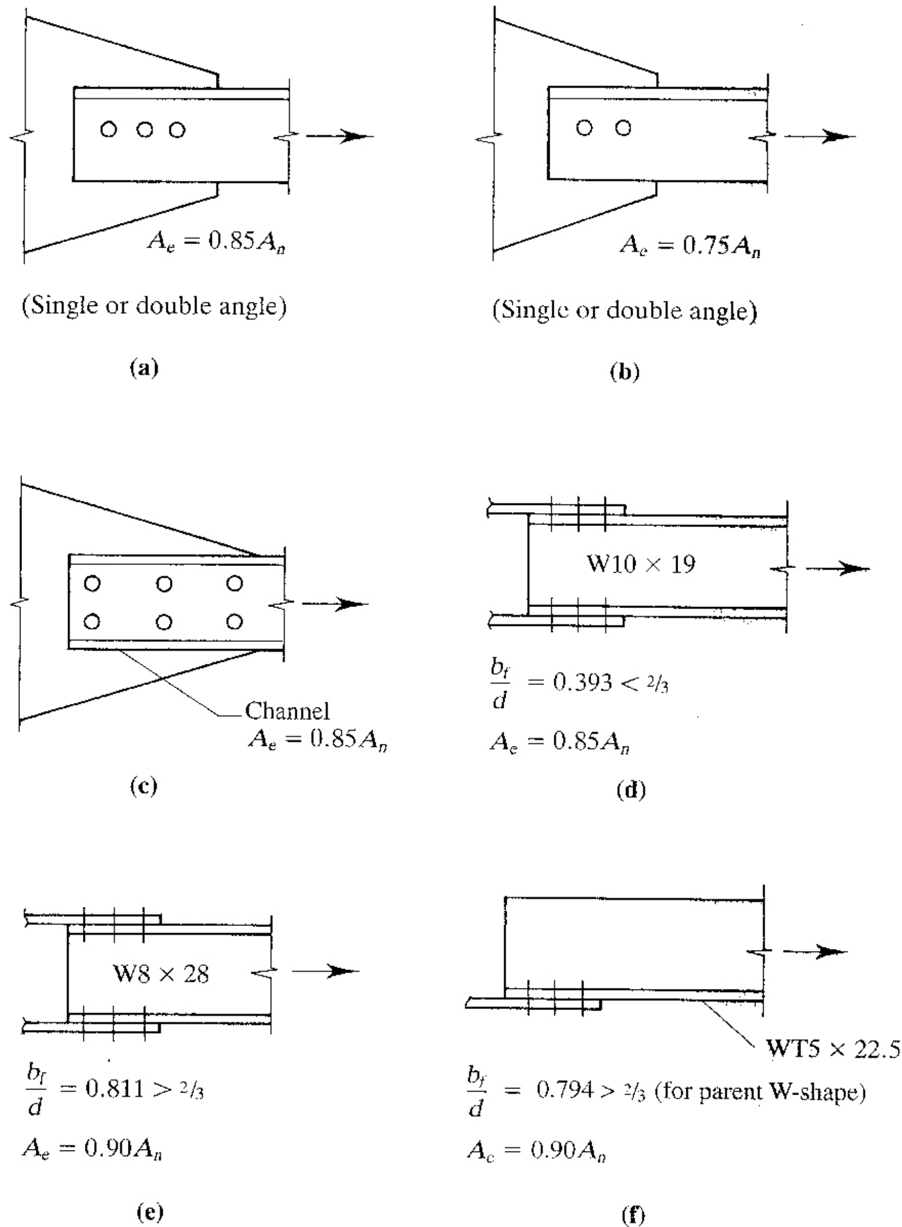
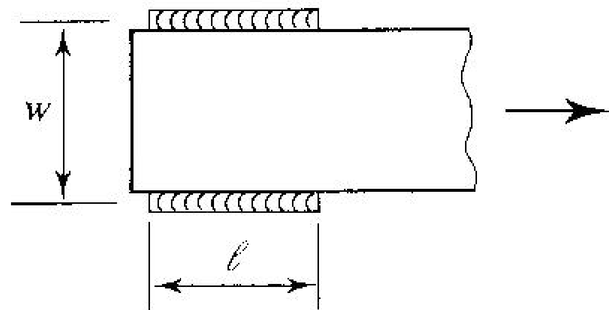
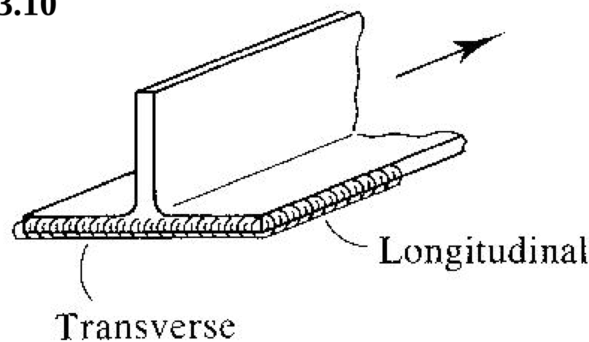


Figure 3.9



(រូបទី៣.១០) បង្ហាញពីភាពខុសគ្នារវាងការផ្សារតាមបណ្តោយ (longitudinal weld) និងការផ្សារតាមទទឹង (transverse weld)។ ការដែលផ្សារតែ transverse weld ជាការខុសធម្មតា ដែលគេមិនប្រើក្នុងផលិតកម្មទេ។

Figure 3.10



ឧទាហរណ៍ទី៣.៣: *កំណត់ effective net area សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ (រូបទី៣.១១)។*

ដំណោះស្រាយ: $A_n = A_g - A_{holes}$

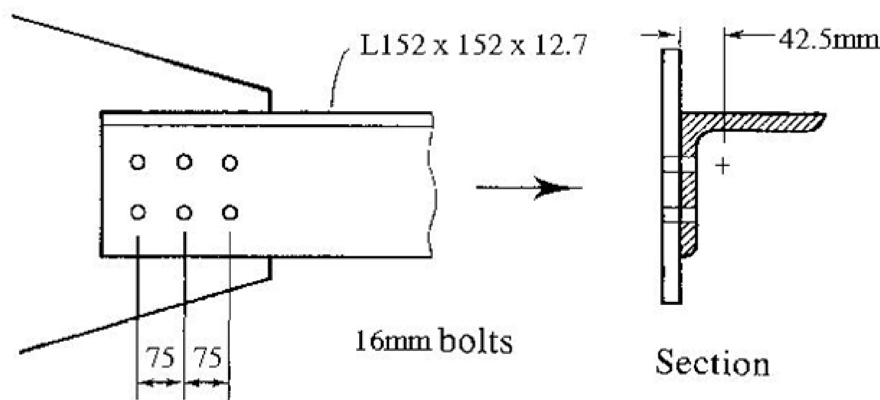
$$A_n = 3.72\times10^{-3} - (12.7\times20)\times2\times10^{-6} = 3.212\times10^{-3}m^2$$

ជើងតែម្ខាងប៉ុណ្ណោះរបស់មុខកាត់ត្រូវបានភ្ជាប់ ដូចនេះ net area ត្រូវតែកាត់បន្ថយ។ ពីតារាងលក្ខណៈក្នុងផ្នែកទី១ របស់ Manual ចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់ទៅផ្ទៃខាងក្រៅនៃជើងរបស់ $L152\times152\times12.7$ *គឺ*

$$\bar{x} = 4.25\times10^{-2}m$$

ប្រវែងតភ្ជាប់គឺ $L = 75\times2 = 150mm$

Figure 3.11



$$U = 1 - \frac{42.5}{150} = 0.717 < 0.9$$

$$A_e = UA_n = 0.717 \times 3.212 \cdot 10^{-3} = 2.3 \cdot 10^{-3} m^2$$

គេអាចប្រើតម្លៃមធ្យម U ពី Commentary ។ ដោយសារតែមុខកាត់មិនមែន W, M, S ឬ អក្សរ T ហើយមានប៊ូឡុងច្រើនជាងពីរក្នុងមួយជួរតាមទិសបន្ទុកធ្វើអំពើ $U = 0.85$

$$A_e = 0.85 \times 3.212 \cdot 10^{-3} = 2.73 \cdot 10^{-3} m^2$$

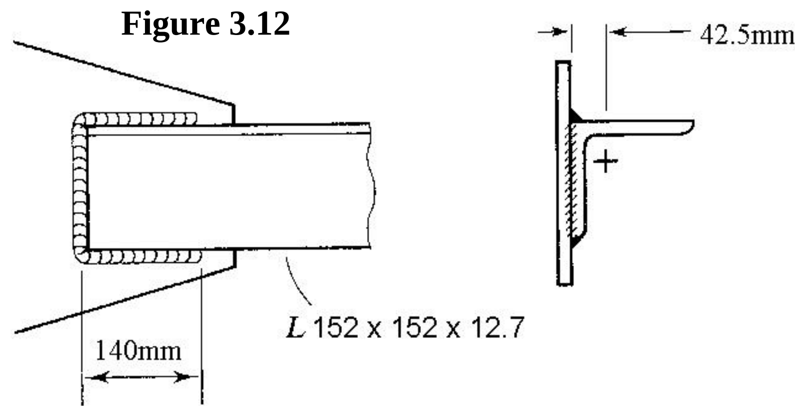
តម្លៃ U ទាំងពីរអាចទទួលយកបានទាំងពីរ តែតម្លៃ U ដែលបានពីការគណនាតាម AISC Equation B3-2 មានតម្លៃសុក្រិតជាង ។ តែទោះជាយ៉ាងណាក៏ដោយ ក៏តម្លៃមធ្យម U មានប្រយោជន៍សម្រាប់ការគណនាដំបូង (preliminary design) នៅពេលដែលមុខកាត់ពិតប្រាកដ និងព័ត៌មានលំអិតអំពីការផ្សារមិនទាន់ត្រូវបានដឹងនោះ។

ឧទាហរណ៍ទី៣.៤: *ប្រសិនបើអង្គត់ក្នុងឧទាហរណ៍ទី៣.៣ ត្រូវបានផ្សារដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី៣.១២ ចូរកំណត់ effective net area*

ដំណោះស្រាយ: *ដូចក្នុងឧទាហរណ៍ទី៣.៣ មានតែផ្នែកមុខកាត់តភ្ជាប់ និង reduced effective net area ត្រូវបានប្រើ ។ ការភ្ជាប់ត្រូវបានធ្វើឡើងជាមួយនឹងការផ្សារតាមបណ្តោយ និងតាមទទឹង ដូចនេះវាមិនមែនជាករណីពិសេសសម្រាប់អង្គត់ផ្សារទេ ។*

$$U = 1 - \left(\frac{\bar{x}}{L}\right) = 1 - \left(\frac{42.5}{140}\right) = 0.7 < 0.9$$

ចម្លើយ: $A_e = UA_g = 0.7 \times 3.72 \cdot 10^{-3} = 2.604 \cdot 10^{-3} m^2$



៣.៤. ការតម្រៀបតាមបែបឆ្លាស់ (Staggered fasteners)

ប្រសិនបើការតភ្ជាប់អង្កត់ធ្វើឡើងជាមួយនឹងប៊ូឡុង នោះ net area នឹងមានតម្លៃអតិបរមាក្នុងករណីដែលគ្រឿងភ្ជាប់ (fastener) ត្រូវបានដាក់តែមួយជួរ ។ ពេលខ្លះ ដោយសារតែគំលាតត្រូវបានកំណត់ ដូចជាទំហំ a នៅ ក្នុង*រូបទី៣.១៣*(a) ចាំបាច់ធ្វើឱ្យគេត្រូវតែប្រើគ្រឿងភ្ជាប់ច្រើនជាងមួយជួរ ។ ប្រសិនបើដូចនេះ ការកាត់បន្ថយក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ត្រូវបានកាត់បន្ថយ ប្រសិនបើគ្រឿងភ្ជាប់ត្រូវបានតម្រៀបតាមបែបឆ្លាស់ staggered pattern ដូចបង្ហាញ ។ ពេលខ្លះ Staggered fasteners ត្រូវបានគេតម្រូវឱ្យរៀបតាមលក្ខណៈធរណីមាត្រដូចបង្ហាញក្នុង*រូបទី១៣*(b) ។ ក្នុងករណីផ្សេងទៀត មុខកាត់ខ្លះដែលកាត់តាមរន្ធនឹងកាត់តាមរន្ធដែលមានចំនួនតិចជាងប្រសិនបើគ្រឿងភ្ជាប់មិនត្រូវបានតម្រៀបតាមបែបឆ្លាស់ទេនោះ ។

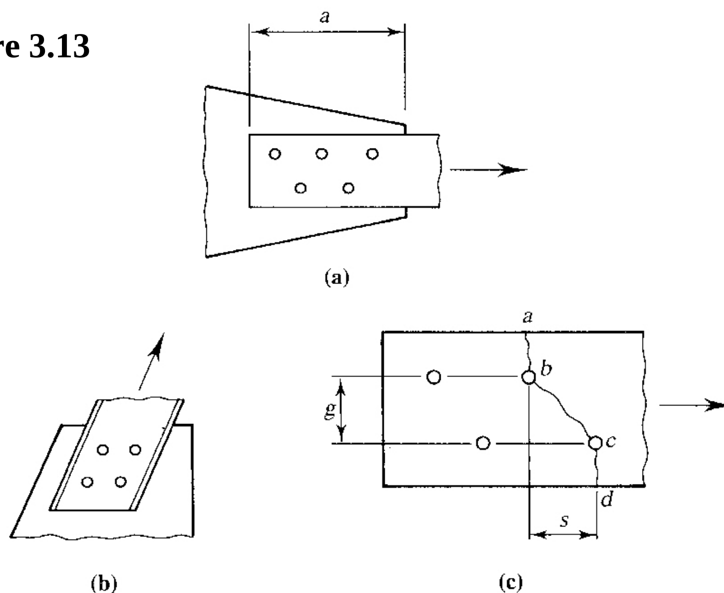
ប្រសិនបើចំនួននៃ stagger មានចំនួនតិចល្មម នោះការភ្ជាប់អាចដាច់តាមខ្សែគន្លង *abcd* ដូចក្នុង*រូបទី៣.១៣*(c) ។ ក្នុងករណីបែបនេះ គេមិនអាចអនុវត្តទំនាក់ទំនង $f = P/A$ បានទេ ហើយកុងត្រាំងនៅក្នុងមុខកាត់តាមខ្សែទ្រេត *bc* គឺជាបន្សំនៃកុងត្រាំងទាញ និងកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ ។ វិធីសាស្ត្រប្រហាក់ប្រហែល (approximate) ជាច្រើន ត្រូវបានគេស្នើឡើងដើម្បីពន្យល់អំពីប្រសិទ្ធភាពរបស់ staggered hole ។ លោក Cochran (1922) បានស្នើនូវការ ប្រើប្រាស់ក្រឡាផ្ទៃសុទ្ធ (net area) ដែលស្មើនឹងផលគុណរវាងកម្រាស់បន្ទះ និងទទឹងសុទ្ធ (net width) ។ ការគណនាក្រឡាផ្ទៃត្រូវបានធ្វើឡើងដូចតទៅ: កំណត់ខ្សែដាច់ដែលអាចកើតឡើងបានដើម្បីធ្វើការអង្កេត និងឱ្យទទឹងសុទ្ធ (net width) ស្មើនឹងទទឹងដកឱ្យ

$$d' = d - \frac{s^2}{4g} \qquad (2\text{-}1)$$

សម្រាប់មុខកាត់ដាច់តាម staggered hole ឬដក d សម្រាប់មុខកាត់ដាច់តាម unstaggered hole ។ d ជាអង្កត់ផ្ចិតប្រហោង s (pitch) ជាប្រវែងគំលាតរវាងរន្ធពីរជិតគ្នាតាមទិសដៅស្របនឹងបន្ទុក និង g (gage) ជា

ប្រវែងគំលាតប្រហោងតាមទទឹង។ AISC specification ក៏ប្រើនូវវិធីសាស្ត្រដូចគ្នានេះដែរ ប៉ុន្តែក្នុងទម្រង់ខុសគ្នាបន្តិច។ ផ្នែក B2 តម្រូវឱ្យទទឹងសុទ្ធត្រូវបានគណនាដោយដកផលបូកអង្កត់ផ្ចិតប្រហោងពីទទឹង ហើយបូកបន្ថែមខ្សែទ្រេត តាមជួរមួយៗដែលមានតម្លៃ $\frac{s^2}{4g}$ ។

Figure 3.13

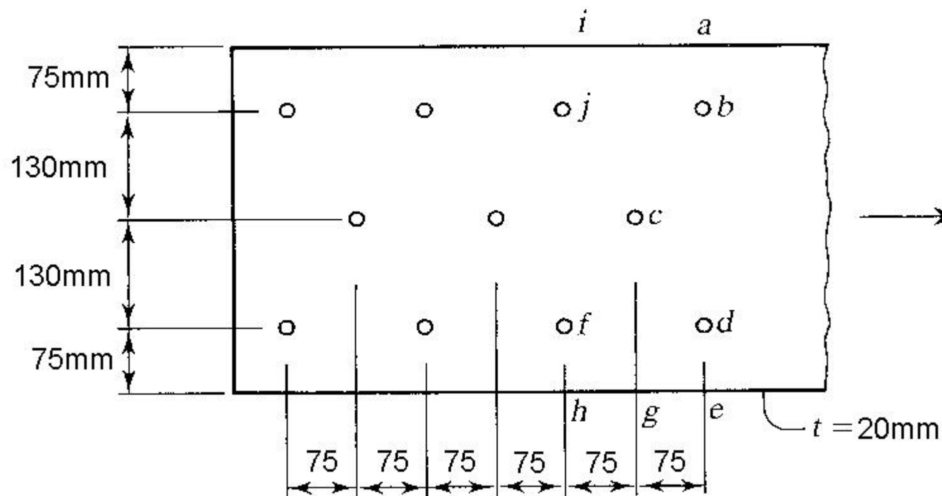


$$w_n = w_g - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g}$$

នៅពេលដែលការដាច់អាចកើតឡើងតាមទម្រង់ច្រើន គេត្រូវធ្វើការអង្កេតគ្រប់លទ្ធភាពនៃការដាច់ទាំងអស់ ហើយ (net width) ដែលមានតម្លៃតូចជាងគេបំផុតត្រូវបានយកមកប្រើ។ ចំណាំថា វិធីសាស្ត្រនេះមិនបានផ្តល់នូវទម្រង់នឹងការដាច់ជាមួយខ្សែស្របទៅនឹងទិសដៅបន្ទុកធ្វើអំពើនោះទេ។

ឧទាហរណ៍ទី៣.៥: *គណនា net area ដែលតូចបំផុតសម្រាប់បន្ទះដែលបង្ហាញក្នុងរូបទី៣.១៤ ។ ប្រហោងទាំងអស់សម្រាប់ប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត 25mm ។*

Figure 3.14



ដំណោះស្រាយ: *អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងប្រសិទ្ធភាព (effective hole diameter) គឺ* $30mm$

សម្រាប់ខ្សែបន្ទាត់ abcd

$$w_n = 410 - 2(30) = 350mm$$

សម្រាប់ខ្សែបន្ទាត់ abcde

$$w_n = 410 - 3(30) + \frac{2(75)^2}{4(130)} = 341.6mm < 350mm$$

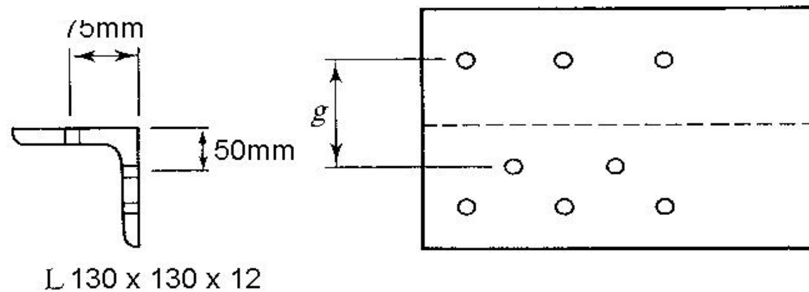
ចម្លើយ: $A_n = tw_n = 20 \times 341.6 = 6832mm^2$

ដោយសារតែគ្រឿងភ្ជាប់ (fastener) នីមួយៗទប់ទល់កម្លាំងស្មើៗគ្នា (ការសន្មត់ដែលប្រើនៅក្នុងការគណនាតំណសាមញ្ញ ក្នុងជំពូកទី 7) ស្នាមខ្សែដាច់ដែលមានលក្ខណៈផ្សេងគ្នា អាចធ្វើឱ្យមុខកាត់ត្រង់កន្លែងដាច់រងកម្លាំងផ្សេងគ្នា។ ឧទាហរណ៍ ខ្សែ *abcde* ក្នុង*រូបទី៣.១៤* មុខកាត់របស់អង្កត់ត្រង់កន្លែងដាច់រងកម្លាំងពេញ 100% ដែលខ្សែ *ijfh* ធ្វើឱ្យមុខកាត់របស់អង្កត់ត្រង់កន្លែងដាច់ទប់ទល់តែ $8/11$ នៃកម្លាំងដែល អនុវត្ត។ មូលហេតុគឺ កម្លាំង $3/11$ ដែលបញ្ជូនពីអង្កត់ត្រូវបានទប់ដោយគ្រឿងភ្ជាប់ មុននឹង *ijfh* ទទួលបន្ទុក។

នៅពេលដែល គ្រឿងភ្ជាប់ (fastener) ត្រូវបានភ្ជាប់ជាជួរនៅលើជើងទាំងពីររបស់ដែកកែង ហើយការភ្ជាប់មានលក្ខណៈឆ្លាស់ (staggered) គ្នាទៅវិញទៅមក នោះដើម្បីទទួលបានក្រឡាផ្ទៃ net area ដំបូងគេត្រូវពន្លាតដែកកែងដើម្បីទទួលបានបន្ទះដែកសមមូល។ បន្ទះដែកនេះត្រូវបានវិភាគដូចបន្ទះដែកដទៃទៀតដែរ។ ការពន្លាតត្រូវបានធ្វើឡើងតាមទ្រនុងដែកកែងដែលផ្តល់ឱ្យនូវទទឹងដែកបន្ទះស្មើទៅនឹងផលបូកប្រវែងជើងរបស់

វាដកនឹងកម្រាស់ដែកកែង ។ AISC B2 កំណត់ថាប្រវែង g ដែលកាត់តាមទ្រនុងកែងរបស់ដែកកែងត្រូវបានដក ដោយកម្រាស់ដែកកែង ។ ដូចនេះ ប្រវែង g នៅក្នុង*រូបទី៣.១៥*ដែលត្រូវបានយកទៅប្រើក្នុងតួ $s^2/4g$ នឹងមាន តម្លៃស្មើនឹង $75+50-12=113mm$ ។

Figure 3.15



ឧទាហរណ៍ទី៣.៦: *ចូររក design tensile strength របស់ដែកកែងដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៣.១៦ ។ ដែក A36 ត្រូវបានគេយកមកប្រើដែលមានប្រហោងសម្រាប់ប៊ូឡុង 22mm ។*

ដំណោះស្រាយ: *គណនា net width*

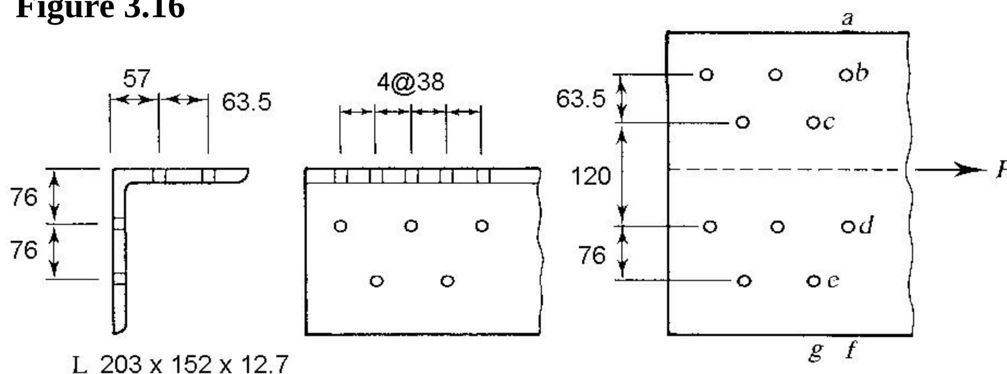
$w_g = 203+152-12.7 = 342.3mm$

អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងប្រសិទ្ធភាព effective hole diameter ស្មើ 28mm

សម្រាប់ខ្សែបន្ទាត់ abdf $w_n = 342.3-(2\times 28) = 286.3mm$

សម្រាប់ខ្សែបន្ទាត់ abceg $w_n = 342.3-(3\times 28)+\dfrac{(38)^2}{4\times 63.5} = 263.98mm$

Figure 3.16



ដោយសារតែ បន្ទុក $1/10$ *ត្រូវបានផ្ទេរពីអង្កត់ដោយគ្រឿងភ្ជាប់នៅត្រង់ចំណុច* d *នោះខ្សែរដាច់ potential failure line នេះត្រូវតែទប់នឹងបន្ទុកតែ* $9/10$ *។ ដូចនេះ net width* $263.98mm$ *ត្រូវតែគុណនឹង* $10/9$ *ដើម្បីទទួលបាន net width ដែលអាចប្រៀបធៀបជាមួយនឹងខ្សែបន្ទាត់ដែលទប់នឹងបន្ទុកពេញ* 100% *។ ដូចនេះខ្សែបន្ទាត់ abceg មាន* $w_n = 263.98 \times 10/9 = 293.31mm$

សម្រាប់ខ្សែបន្ទាត់ abcdeg

$g_{cd} = 76 + 57 - 12.7 = 120.3mm$

$$w_n = 342.3 - (4 \times 28) + \frac{(38)^2}{4 \times 63.5} + \frac{(38)^2}{4 \times 120} + \frac{(38)^2}{4 \times 76} = 243.74mm$$

ដោយ net width ដែលដាច់តាមខ្សែ abcdeg មានតម្លៃតូចជាងគេ ដូចនេះករណីនេះត្រូវបានគេយកមកគណនា net area

$$A_n = 12.7 \times 243.74 = 3095.5mm^2$$

ដោយសារតែជើងទាំងពីររបស់ដែកកែងត្រូវបានភ្ជាប់ ដូចនេះ

$$A_e = A_n = 3095.5mm^2$$

រេស៊ីស្តង់គណនាគឺ

$$\phi_t P_n = 0.75 F_u A_e = 0.75 \times 400 \times 3095.5 = 928.65kN$$

$$\phi_t P_n = 0.5 F_y A_n = 0.9 \times 250 \times 4390 = 987.75kN$$

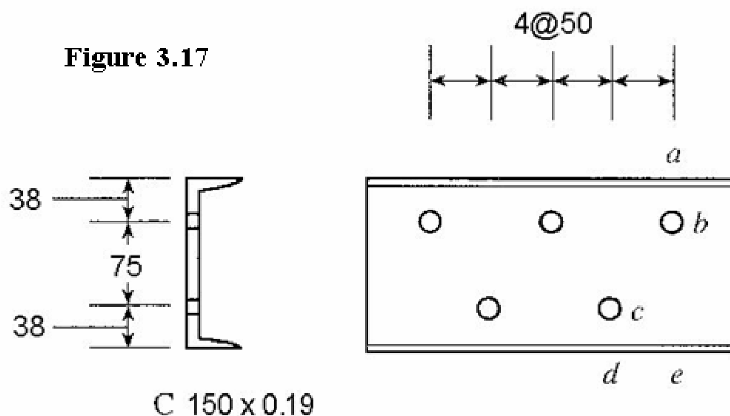
ចម្លើយ: *រេស៊ីស្តង់គណនាគឺ* $928.65kN$

ចំណាំថា ផលគុណរវាង gross width នឹងកម្រាស់ដែកកែងគឺជា gross area ករណីត្រឹមត្រូវប្រសិនបើជើងរបស់ដែកកែងមានរាងចតុកោណកែង ។ មូលហេតុគឺថា គេអាចទទួលបានរាងចតុកោណកែងដោយដកផ្ទៃនៅត្រង់របត់កែង និងបូកបន្ថែមផ្ទៃនៅត្រង់ចុងដែកកែង ។

AISC Specification មិនបានផ្តល់ការណែនាំសម្រាប់ការរៀបគ្រឿងភ្ជាប់តាមបែបឆ្លាស់នៅលើ rolled shape ក្រៅពីដែកកែងទេ ។ បន្ទះដែកសមមូលមានភាពស្មុគស្មាញដោយសារកម្រាស់អង្កត់មានភាពខុសគ្នា ដូចករណីដែក channel និង wide flange ។ នៅក្នុងករណីបែបនេះ គេស្នើឱ្យប្រើក្រឡាផ្ទៃ (ប្រសើរជាងទទឹង) និងដកអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ ដែលឱ្យដោយសមីការ (2-1) ។

នៅក្នុងឧទាហរណ៍ទី៣.៧ គ្រប់រន្ធប្រហោងទាំងអស់ស្ថិតនៅតែមួយផ្នែកនៃមុខកាត់ ។

ឧទាហរណ៍ទី៣.៧: *កំណត់ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សុទ្ធអប្បបរមា (smallest net area) សម្រាប់ដែក American Standard Channel ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី៣.១៧ ។ ប្រហោងសម្រាប់ប៊ូឡុងដែលមានអង្កត់ផ្ចិត 16mm ។*



ដំណោះស្រាយ: $A_n = A_g - \sum t_w \times (d \text{ ឬ } d')$

$d = 20mm$

ខ្សែបន្ទាត់ abc

$$A_n = A_g - t_w d = 2460 - 11.1 \times 20 = 2238mm^2$$

ខ្សែបន្ទាត់ abcd

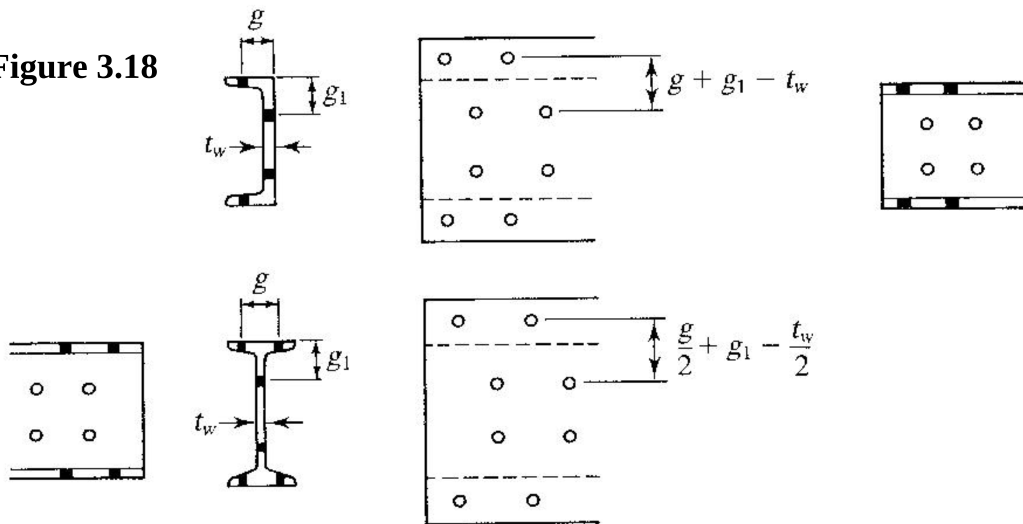
$$A_n = A_g - t_w(d \text{ សម្រាប់ប្រហោងត្រង់ } b) - t_w(d' \text{ សម្រាប់ប្រហោងត្រង់ } c)$$

$$= 2460 - 11.1 \times 22 - 11.1 \times \left[22 - \frac{50^2}{4 \times 75}\right] = 2064.1mm^2$$

ចម្លើយ: *ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់អប្បបរមា (smallest net area) គឺ* $2064.1mm^2$

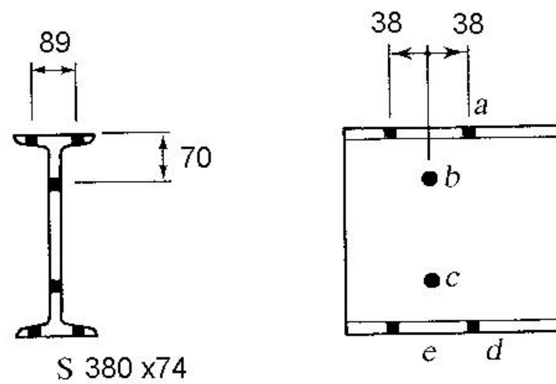
នៅពេលដែលផ្នែកជាច្រើនរបស់មុខកាត់មានប្រហោង គេប្រើវិធីសាស្ត្រដោះស្រាយខុសគ្នាបន្តិច ។ ទោះបីជាដែកដែលមានរូបរាងផ្សេងពីដែកកែងមិនអាចពន្លាតតាមវិធីដែលដែកកែងពន្លាតក៏ដោយ ក៏គេមានវិធីសាស្ត្រផ្សេងទៀតក្នុងការពន្លាតរូបរាងដែកទាំងនោះដែរ ។ វិធីសាស្ត្រក្នុងការពន្លាតដែកទាំងនោះត្រូវបានបង្ហាញក្នុង*រូបទី៣.១៨*និងក្នុងឧទាហរណ៍ទី៣.៨ ។

Figure 3.18



ឧទាហរណ៍ទី៣.៨: *កំណត់រេស៊ីស្តង់គណនារបស់ដែក S-Shape ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី៣.១៩ ។ ប្រហោងគឺសម្រាប់ប៊ូឡុងដែលមានអង្កត់ផ្ចិត 20mm ។ ប្រើដែក A36 ។*

Figure 3.19



ដំណោះស្រាយ: *គណនាក្រឡាផ្ទៃ net area*

$A_n = A_g - \sum(t \times \text{អង្កត់ផ្ចិតប្រហោង})$

អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងប្រសិទ្ធភាព $= 24mm$

សម្រាប់ខ្សែ ad

$A_n = 9470 - 4 \times 24 \times 15.8 = 7953.2mm^2$

សម្រាប់ខ្សែ abcd ប្រវែង g សម្រាប់ប្រើនៅក្នុងតួ $\frac{s^2}{4g}$ *គឺ*

$$\frac{g}{2}+g_1-\frac{t_w}{2}=\frac{89}{2}+70-\frac{14}{2}=107.5mm$$

ដោយគិតប្រហោងត្រង់ b និងត្រង់ c ជាប្រហោងដែលរៀបឆ្លាស់ គេទទួលបាន

$$A_n=9470-4\times15.8\times24-2\times14\times\left(24-\frac{38^2}{4\times107.5}\right)=7375.23mm^2$$

ការដាច់តាមខ្សែ abcd មានតម្លៃតូចជាងគេ ។ ដោយសារគ្រប់ផ្នែកទាំងអស់របស់មុខកាត់ត្រូវបានភ្ជាប់ ដូចនេះ

$$A_e=A_n=7375.23mm^2$$

សម្រាប់ net section

$$\phi_t P_n=0.75F_uA_e=0.75\times400\times7375.23=2212.57kN$$

$$\phi_t P_n=0.5F_yA_n=0.9\times250\times9470=2130.75kN$$

ចម្លើយ: *រេស៊ីស្តង់គណនាគឺ* $2130.75kN$

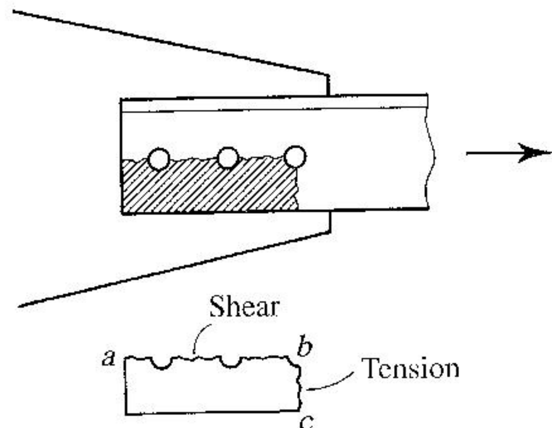
៣.៩. Block shear

សម្រាប់រូបសណ្ឋាននៃការតភ្ជាប់ខ្លះ កំណាត់ ឬប្លុកនៃសម្ភារៈនៅខាងចុងនៃអង្គត់អាចរហែក ។ ឧទាហរណ៍ ការតភ្ជាប់របស់អង្គត់រាងកែងទោលរងការទាញ ដូចបង្ហាញក្នុង*រូបទី៣.២០* ងាយរងបាតុភូតបែបនេះ ដែលគេឱ្យឈ្មោះថា block shear (ការដាច់ទាំងប្លុក) ។ សម្រាប់ករណីដែលបានបង្ហាញក្នុងរូប ផ្ទៃដែលឆូតអាចដាច់ដោយកម្លាំងកាត់ទទឹង (shear) តាមមុខកាត់បណ្តោយ *ab* និងកម្លាំងទាញ (tension) តាមមុខកាត់ទទឹង *bc* ។ ប្រធានបទ នេះមិនបានបង្ហាញយ៉ាងច្បាស់ក្នុង AISC Chapter D ("Tension Members") ទេ ប៉ុន្តែកថាខណ្ឌដំបូង បានណែនាំយើងទៅកាន់ Chapter J ("Connections, Joints, and Fasteners"), Section J4.3 ("Block Shear Rupture Strength") ។

និតិវិធីគឺឈរនៅលើការសន្មត់ថា មុខកាត់ដាច់មួយគឺដាច់ដោយ fractures និងមួយទៀតដាច់ដោយ yielding ។ នេះមានន័យថា មុខកាត់ដែលរងកុងត្រាំងទាញ yield នាំឱ្យមុខកាត់ដែលរងកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង fracture ឬផ្ទុយមកវិញ ។ មុខកាត់ទាំងពីរនេះ នាំមកនូវភាពធន់សរុប ហើយរេស៊ីស្តង់របស់ block shear គឺជាផលបូកនៃភាពធន់នៃមុខកាត់ទាំងពីរ ។

ភាពធន់ធម្មតា (nominal strength) នៅក្នុងអង្គត់រងការទាញគឺ F_uA_{nt} សម្រាប់ fracture និង F_yA_{gt} សម្រាប់ yield ដែល A_{nt} គឺជា net area និង A_{gt} គឺជា gross area តាមបណ្តោយមុខកាត់រងការទាញ (*bc* នៅក្នុង*រូបទី៣.២០*) ។ ដោយយកកុងត្រាំង yield សម្រាប់ម្លាំងកាត់ និងកុងត្រាំង ultimate សម្រាប់

Figure 3.20



កម្លាំងកាត់ស្មើ 60% នៃកុងត្រាំងកម្លាំងទាញ នោះរេស៊ីស្តង់ដាច់ធម្មតា (nominal fracture strength) សម្រាប់កម្លាំងកាត់គឺ $0.6F_u A_{nv}$ និងរេស៊ីស្តង់ yield សម្រាប់កម្លាំងកាត់គឺ $0.6F_y A_{gv}$ ដែល A_{nv} គឺជា net area និង A_{gv} គឺជា gross area តាមបណ្តោយមុខកាត់រងកម្លាំងកាត់ (*ab* នៅក្នុង*រូបទី២០*) ។

គេអាចមានទម្រង់នៃការដាច់ជា២របៀប ។

សម្រាប់កម្លាំងកាត់ yield និងកម្លាំងទាញ fracture រេស៊ីស្តង់គណនាគឺ

$$\phi R_n = \phi[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \qquad \text{(AISC Equation J4-3a)}$$

សម្រាប់កម្លាំងទាញ yield និងកម្លាំងកាត់ fracture រេស៊ីស្តង់គណនាគឺ

$$\phi R_n = \phi[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \qquad \text{(AISC Equation J4-3a)}$$

សម្រាប់ករណីទាំងពីរ $\phi = 0.75$ ។ ពីព្រោះ ស្ថានភាពកំណត់ (limit state) គឺ fracture សមីការដែលលុប គឺសមីការណាដែលមានតួ fracture ធំជាង ។

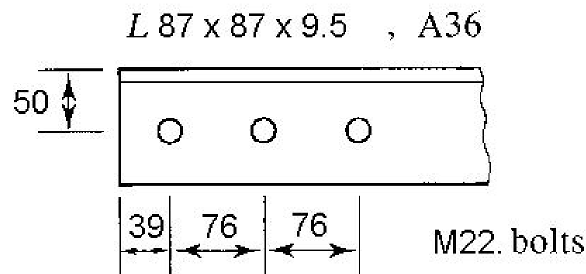
ឧទាហរណ៍ទី៣.៩: *កំណត់រេស៊ីស្តង់ block shear របស់អង្គត់រងការទាញដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី៣.២១ ។ រន្ធប្រហោងត្រូវបានប្រើសម្រាប់អង្កត់ផ្ចិត 22mm និងដែកប្រភេទ A36 ត្រូវបានប្រើ ។*

ដំណោះស្រាយ:

ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់កម្លាំងកាត់គឺ

$$A_{gv} = 9.5 \times 190 = 1805 mm^2$$

Figure 3.21



ដោយសារតែមាន 2.5 អង្កត់ផ្ចិតរន្ធ

$$A_{nv} = 9.5 \times [190 - 2.5 \times 28] = 1140mm^2$$

ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់កម្លាំងទាញ

$$A_{gt} = 9.5 \times 39 = 370.5mm^2$$

$$A_{nt} = 9.5 \times [39 - 0.5 \times 28] = 237.5mm^2$$

ដោយប្រើ AISC Equation J4-3a គេទទួលបាន

$$\phi R_n = \phi[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times [0.6(250)(1805) + 400 \times 237.5]$$

$$= 0.75 \times [270750 + 95000] = 274.3kN$$

ដោយប្រើ AISC Equation J4-3b គេទទួលបាន

$$\phi R_n = \phi[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}]$$

$$= 0.75 \times [0.6(400)(1140) + 250 \times 370.5]$$

$$= 0.75 \times [273600 + 92625] = 274.7kN$$

សមីការទី2 មានតួ fracture ធំ (តួដែលមាន F_u) ដូចនេះសមីការទី2 លុប ។

ចម្លើយ: *រេស៊ីស្តង់គណនាសម្រាប់ block shear គឺ 274.7kN ។*

៣.៦. ការគណនាអង្កត់រងការទាញ Design of tension members

ការគណនាអង្កត់រងការទាញ គឺការគណនារក gross area និង net area គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់អង្កត់ដែលរងការទាញ ។ ប្រសិនបើអង្កត់នោះត្រូវបានភ្ជាប់ដោយតំណប៊ូឡុង នោះគេត្រូវការនូវមុខកាត់សមស្របសម្រាប់ក្រ

ឡាផ្ទៃដែលបានបាត់បង់ដោយសាររន្ធតំណ។ សម្រាប់អង្គត់ដែលមានមុខកាត់ចតុកោណកែង ការគណនាមានលក្ខណៈស្រួលជាង។ ប្រសិនបើមុខកាត់ rolled shape ត្រូវបានប្រើមុខកាត់ដែលត្រូវកាត់បន្ថយមិនអាចត្រូវបានព្យាករណ៍ទុកជាមុនបាន ពីព្រោះកម្រាស់របស់មុខកាត់នៅត្រង់ចំណុចរន្ធមិនត្រូវបានដឹង។

ការពិចារណាបន្ទាប់ក្នុងការគណនាអង្គត់រងការទាញគឺ ភាពរលាស់ (slenderness)។ ប្រសិនបើអង្គត់របស់គ្រោងបង្គុំមានមុខកាត់តូចធៀបទៅនឹងប្រវែងរបស់វា នោះអង្គត់នោះមានលក្ខណៈស្រាវ (slender)។ ការគណនាដែលមានលក្ខណៈសុក្រិត គឺផលធៀបរលាស់ (slenderness ration) $\frac{L}{R}$ ដែល L ជាប្រវែងរបស់អង្គត់ និង r ជា កាំនិចលភាព (radius of gyration) នៃក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់អប្បបរមា។ កាំនិចលភាព (radius of gyration) អប្បបរមា គឺត្រូវគ្នានឹងអ័ក្ស minor principal នៃមុខកាត់។ តម្លៃរបស់ radius of gyration ត្រូវបានរៀបជាតារាងសម្រាប់មុខកាត់ rolled shape ទាំងអស់នៅក្នុងតារាងលក្ខណៈ (properties tables) នៅក្នុងផ្នែកទី១ នៃ Manual។

សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ slenderness មានសារៈសំខាន់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់ (strength) ប៉ុន្តែ slenderness មិនសូវជាសំខាន់សម្រាប់អង្គត់រងការទាញប៉ុន្មានទេ។ ទោះជាយ៉ាងណាក៏ដោយ នៅក្នុងស្ថានភាពខ្លះ វាជាការប្រសើរសម្រាប់ការកំណត់នូវ slenderness សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ។ ប្រសិនបើបន្ទុកចំអ័ក្សនៅក្នុង អង្គត់រងការទាញស្រាវ (slender tension member) ហើយរងបន្ទុកតាមទទឹង (transverse load) ទោះតូចក្តី ក៏រំញ័រដែលគេមិនប្រាថ្នាចង់បាន ឬភាពដាបនឹងកើតមានឡើង។ ជាឧទាហរណ៍ ករណីនេះអាចកើតឡើងសម្រាប់ដែកពង្រឹង (bracing rod) ដែលមានលក្ខណៈមិនតឹងប្រឈមនឹងកម្លាំងខ្យល់។ សម្រាប់ករណីនេះ AISC B7 បានស្នើនូវ slenderness ratio អតិបរមាស្មើនឹង 300។ តម្លៃនេះគ្រាន់តែជាតម្លៃស្នើ (commended value) ពីព្រោះ slenderness មិនមានភាពសំខាន់សម្រាប់អង្គត់រងការទាញទេ ហើយតម្លៃនេះអាចត្រូវបានយកធំជាងនេះនៅពេលដែលកាលៈទេសៈពិសេសអនុញ្ញាតឱ្យ។ ដែនតម្លៃនេះមិនត្រូវបានអនុវត្តទៅលើខ្សែកាបទេ ហើយ specification ក៏បានលើកលែងចំពោះដែកសរសៃដែរ។

បញ្ហាសំខាន់ក្នុងការគណនាគ្រប់មុខកាត់ទាំងអស់ រួមបញ្ចូលទាំងការគណនាអង្គត់រងការទាញ គឺការរកមុខកាត់ ដែលផលបូកបន្ទុកមេគុណទាំងអស់មិនត្រូវលើសរេស៊ីស្តង់របស់អង្គត់។ ដែល

$$\sum \gamma Q \le \phi R_n$$

សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ សមីការនេះមានរាង

$P_u \le \phi_t P_n$ ឬ $\phi_t P_n \ge P_u$

ដែល P_u គឺជាផលបូកបន្ទុកមេគុណ។ ដើម្បីគណនា yielding

$0.9F_y A_g \ge P_u$ ឬ $A_g \ge \dfrac{P_u}{0.90F_y}$

ដើម្បីជៀសវាង fracture

$0.75F_u A_e \ge P_u$ ឬ $A_e \ge \dfrac{P_u}{0.75F_u}$

Slenderness ratio ត្រូវបានបំពេញប្រសិនបើ

$$r \ge \frac{L}{300}$$

ដែល r ជា radius of gyration អប្បបរមា និង L ជាប្រវែងអង្កត់។

ឧទាហរណ៍ទី៣.១០: *អង្កត់រងការទាញដែលមានប្រវែង 1750mm ត្រូវទប់នឹងបន្ទុកថេរធ្វើការ (service dead load) 80kN និងបន្ទុកអថេរធ្វើការ (service live load) 233kN ។ ជ្រើសរើសអង្កត់ដែលមានមុខកាត់ចតុកោណកែង។ ប្រើដែក A36 និងតំណត្រូវបានសន្មត់ប្រើប៊ូឡុងដែលមានអង្កត់ផ្ចិត 24mm មួយជួរ។*

ដំណោះស្រាយ:

$P_u = 1.2 \times 80 + 1.6 \times 233 = 468.8kN$

មុខកាត់ចាំបាច់ $A_g = \dfrac{P_u}{0.9F_y} = \dfrac{468.8 \cdot 10^3}{0.9 \times 250} = 2083.6mm^2$

មុខកាត់ចាំបាច់ $A_e = \dfrac{P_u}{0.75F_u} = \dfrac{468.8 \cdot 10^3}{0.75 \times 400} = 1562.7mm^2$

ដោយសារតែ $A_e = A_n$ *សម្រាប់អង្កត់នេះ gross area ដែលត្រូវគ្នានឹង មុខកាត់ចាំបាច់ net area នេះគឺ*

$A_g = A_n + A_{hole}$

$= 1562.7 + 28 \times t$

សាកល្បង $t = 25mm$

$A_g = 1562.7 + 28 \times 25 = 2262.7mm^2$

ដោយសារតែ $2262.7 > 2083.6$ *ដូចនេះមុខកាត់ចាំបាច់គឺ* $2262.7mm^2$

$$w_g = \frac{A_g}{t} = \frac{2262.7}{25} = 90.5mm$$

សាកល្បងមុខកាត់ 25×92

ផ្ទៀងផ្ទាត់ slenderness ratio

$$I_{\min} = \frac{92 \times 25^3}{12} = 119791.7mm^4$$

$A = 25 \times 92 = 2300$

ពី $I = Ar^2$ *យើងទទួលបាន*

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{119791.7}{2300}} = 7.22mm$$

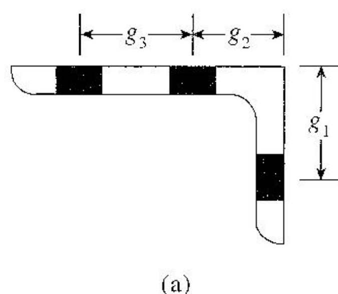
$$\frac{L}{r} = \frac{1750}{7.22} = 242.4 < 300 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *ប្រើដែកដែលមានមុខកាត់* 25×92 *។*

អង្កត់នៅក្នុងឧទាហរណ៍ទី៣.១០ មានទទឹងតូចជាង $20mm$ ដែលត្រូវបានគេចាត់ថ្នាក់វាជាដែករបារ (bar) ជាជាងដែកបន្ទះ (plate) ។ ដែករបារគួរត្រូវបានកំណត់ដោយឱ្យទទឹងរបស់វាប្រែប្រួលម្តង $5mm$ និងកម្រាស់របស់វាប្រែប្រួលម្តង $2mm$ (ប្រព័ន្ធចំណាត់ថ្នាក់ជាក់លាក់ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យក្នុងផ្នែកទី១ នៃ Manual ក្រោមចំណងជើង “Bars and Plates” ។

ប្រសិនបើដែកកែងត្រូវបានប្រើជាអង្កត់រងការទាញ ហើយការតភ្ជាប់ត្រូវបានធ្វើឡើងដោយប្រើប៊ូឡុង នោះវាចំបាច់ត្រូវមានផ្ទៃ (ទំហំ) គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ប៊ូឡុង ។ វាអាចកើតមានបញ្ហានៅពេលដែលគេប្រើប៊ូឡុងពីរជួរនៅលើជើងមួយ ។ រន្ធប្រហោងត្រូវបានគេចោះនៅទីតាំងដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី៣.២២* (a) សម្រាប់ការផលិតទូទៅ ដោយបានដកចេញពីរូបទី ៩-៥ នៅក្នុងផ្នែកទី៩ នៃ Manual (VOL. II) ។ ចម្ងាយគំលាត ប្រហោងតាមទទឹង gage g_1 ត្រូវបានគេប្រើនៅពេលដែលគេមានប៊ូឡុងមួយជួរ ហើយ g_2 និង g_3 ត្រូវបានគេប្រើនៅពេលដែលគេមានប៊ូឡុងពីរជួរ ។ *រូបទី៣.២២* (b)បង្ហាញថាជើងដែកកែងត្រូវមានប្រវែងយ៉ាងខ្លីបំផុត $127mm$ ដើម្បីអនុញ្ញាតឱ្យប្រើប៊ូឡុងពីរជួរបាន ។

Figure 3.22



(a)

Usual gages for angles (inches)

Leg	8	7	6	5	4	3½	3	2½	2	1¾	1½	1⅜	1¼	1
g_1	4½	4	3½	3	2½	2	1¾	1⅜	1⅛	1	⅞	⅞	¾	5/8
g_2	3	2½	2¼	2										
g_3	3	3	2½	1¾										

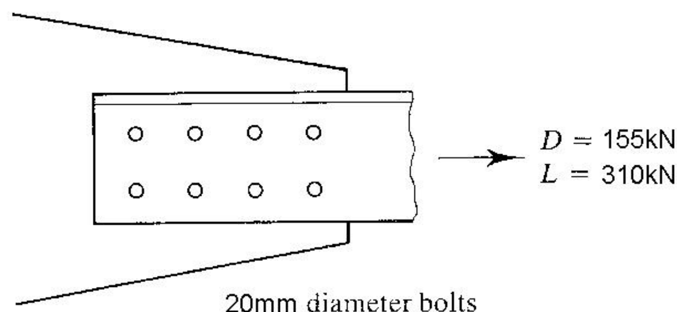
គំលាតប្រហោងតាមទទឹងសម្រាប់ដែកកែង (mm)

Leg	*203*	*178*	*152*	*127*	*102*	*89*	*76*	*64*	*51*	*44*	*38*	*35*	*32*	*25*
g1	*114*	*102*	*89*	*76*	*64*	*51*	*44*	*35*	*26*	*25*	*22*	*22*	*19*	*16*
g2	*76*	*64*	*57*	*51*										
g3	*76*	*76*	*64*	*44*										

(b)

ឧទាហរណ៍ទី៣.១១: *គណនាអង្កត់រងការទាញដែលមានមុខកាត់ដែកកែងជើងមិនស្មើគ្នា (unequal-leg angle) ប្រវែង* 4.6*m* *ទប់នូវ service dead load* 155*kN* *និង service live load* 310*kN* *។ ប្រើដែកប្រភេទ* A36 *។ ការតភ្ជាប់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី២៣ ។*

Figure 3.23



ដំណោះស្រាយ:

បន្ទុកមេគុណ (factored load) $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(155) + 1.6(310) = 682kN$

និងមុខកាត់ចាំបាច់ $A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{682}{0.9(250)} = 3031.1mm^2$

ហើយមុខកាត់ចាំបាច់ $A_e = \frac{P_u}{\phi_t F_u} = \frac{682}{0.75(400)} = 2273.3mm^2$

កាំនិចលភាព (radius of gyration) គួរមានតម្លៃយ៉ាងតូចបំផុត

$r = \frac{L}{300} = \frac{4600}{300} = 15.33mm$

ដើម្បីរកនូវមុខកាត់ស្រាលបំផុតសម្រាប់បំពេញលក្ខខណ្ឌទាំងនេះ យើងរកដែក (unequal-leg angle) ដែលមានក្រឡាផ្ទៃពេញ (gross area) ដែលអាចទទួលយកបានមានតម្លៃតូចបំផុត រួចហើយផ្ទៀងផ្ទាត់ effective net area ។ កាំនិចលភាព (radius of gyration) ក៏អាចត្រូវបានផ្ទៀងផ្ទាត់ដោយការត្រួតពិនិត្យផងដែរ ។ ដោយសារការតធ្វើឡើងដោយមានប៊ូឡុងពីរជួរ នោះជើងដែលត្រូវបានធ្វើការតភ្ជាប់ត្រូវមានទទឹងតូចបំផុត 127mm (មើលក្នុងតារាងគំលាតប្រហោងតាមទទឹងសម្រាប់ដែកកែង រូបទី៣.២២) ។ យើងចាប់ផ្តើមពីតារាងលក្ខណៈសម្រាប់ដែកកែងទោល (table of properties for single angle) នៅក្នុងផ្នែកទី១ នៃ Manual និងរៀបនូវមុខកាត់ដែកស្រាលជាងគេតាមលំដាប់ពីតូចទៅធំ (មិនមែនលំដាប់ដូចគ្នានៅក្នុងតារាងទេ) ។ មុខកាត់ខាងក្រោមអាចត្រូវបានរៀប ។

$L152\times102\times12.7: A_g = 3060mm^2$ និង $r_{\min} = 22.1mm$

$L127\times89\times15.9: A_g = 3180mm^2$ និង $r_{\min} = 20mm$

$L203\times102\times11.1: A_g = 3300mm^2$ និង $r_{\min} = 22.1mm$

$L178\times102\times12.7: A_g = 3400mm^2$ និង $r_{\min} = 22.15mm$

(ចំណាំថា សម្រាប់ដែកកែង អ័ក្ស X និង Y ដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងតារាងមិនមែនជាអ័ក្សមេ (principal axes) ទេ តែអ័ក្ស Z ទើបជាអ័ក្សមេ (principle axis) $r_{\min} = r_z$ ។ តែសម្រាប់ដែកកែងឌុប (double-angle shape) អ័ក្ស X និង Y គឺជាអ័ក្សមេ ។)

សាកល្បង $L152\times102\times12.7$ ។ មុខកាត់នេះមាន gross area ដែលត្រូវគ្នាពិតប្រាកដទៅនឹងក្រឡាផ្ទៃចាំបាច់ (ប្រសើរជាងមុខកាត់បីទៀត ក្រឡាផ្ទៃរបស់វាត្រូវបានឱ្យនៅក្នុងតារាង) ។

$$A_n = A_g - A_{holes} = 3060 - 2(24)(12.7) = 2450.4mm^2$$

ដោយសារប្រវែងតមិនត្រូវបានដឹង AISC Eq. B3-2 មិនអាចត្រូវបានគេប្រើដើម្បីគណនា shear lag factor U ។ ដូចនេះ យើងប្រើ $U = 0.85$, តម្លៃមធ្យមដែលបានពី Commentary ។ (ឧទាហរណ៍ទី៨ ក្នុងជំពូកទី ៧ គំណសាមញ្ញបង្ហាញលំអិតអំពីតំណ និងតម្លៃ U មធ្យមអាចត្រូវបានគេប្រើដើម្បីទទួលបាននូវមុខកាត់សាកល្បង

បន្ទាប់ តម្លៃ U ពី AISC Eq. B3-2 អាចត្រូវបានគេគណនា) ។

$$A_e = UA_n = 0.85 \times 2450.4 = 2082.84mm^2 < 2273.3mm^2 \quad \text{(មិនល្អ N.G.)}$$

សាកល្បង $L127 \times 89 \times 15.9$

$$A_n = 3180 - 2(24)(15.9) = 2416.8mm^2$$

$$A_e = 0.85 \times 2416.8 = 2054.28mm^2 < 2273.3mm^2 \quad \text{(មិនល្អ N.G.)}$$

ទោះបីជាមុខកាត់នេះមាន gross area ធំជាងមុខកាត់មុនក៏ដោយ តែវាមិនបានបង្កើន net area ទេ ។ មូលហេតុគឺក្រឡាផ្ទៃដែលត្រូវដកសម្រាប់រន្ធមានតម្លៃធំ ដោយសារតែកម្រាស់ជើង ។

សាកល្បង $L203 \times 102 \times 11.1$

$$A_n = 3300 - 2(24)(11.1) = 2767.2mm^2$$

$$A_e = 0.85 \times 2767.2 = 2352.12mm^2 > 2273.3mm^2 \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: *មុខកាត់នេះបំពេញគ្រប់លក្ខខណ្ឌតម្រូវការ ដូចនេះប្រើ* $L203 \times 102 \times 11.1$ *តតាមជើងដែលមានប្រវែង* $203mm$ *។*

នៅពេលដែលដែករាង (structural shape) ឬដែកបន្ទះត្រូវបានប្រើដើម្បីផ្គុំជា built-up shape វាមិនត្រឹមតែត្រូវបានផ្គុំនៅតែខាងចុងអង្គត់ប៉ុណ្ណោះទេ ប៉ុន្តែវាក៏ត្រូវបានផ្គុំនៅចន្លោះតាមប្រវែងបណ្តោយរបស់វាផងដែរ ។ គេមិនត្រូវការការផ្គុំដែលមានលក្ខណៈជាប់រហូតទេ ។ ការផ្គុំបែបនេះត្រូវបានគេហៅថា stitching ហើយគ្រឿងភ្ជាប់របស់វាត្រូវបានគេហៅថា stitch bolts ។ ការអនុវត្តទូទៅគឺកំណត់ទីតាំង stitching ដែល L/r សំរាប់ផ្នែកផ្គុំនីមួយៗ មិនលើស L/r សម្រាប់មុខកាត់ built-up ។ AISC D2 ណែនាំថា ដែករាង built-up ដែលផ្នែកផ្គុំរបស់វាត្រូវបានចែកដោយ filler ដែលត្រូវបានប្រើសម្រាប់ភ្ជាប់នៅចន្លោះ filler នោះ តម្លៃអតិប្បរមា L/r សម្រាប់ផ្នែកមួយៗមិនត្រូវលើស 300 ។ ដែករាង built-up ដែលកើតឡើងដោយដែកបន្ទះ ឬដោយការផ្គុំរវាងដែកបន្ទះ និងដែករាងត្រូវបានពោលនៅក្នុង AISC Section J3.5 of Chapter J (“Connections joints, and Fasteners”) ។ ជាទូទៅ គំលាតរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ឬការផ្សារមិនគួរលើស 24ដង នៃកម្រាស់ផ្នែកស្តើងបំផុតរបស់បន្ទះដែក ឬ $300mm$ ។ ប្រសិនបើអង្គត់ជាដែក weathering ដែលស្ថិតនៅក្នុងបរិយាកាសងាយរងច្រែះស៊ីនោះគំលាតអតិបរមាគឺ 24ដង នៃកម្រាស់ ឬ $175mm$ ។

៣.៧. ដែកសរសៃដែលមានធ្មេញ និងខ្សែកាប Threaded rods and Cables

នៅពេល slenderness មិនត្រូវបានពិចារណាដែកសរសៃ rod ដែលមានមុខកាត់មូល និងខ្សែកាប (cable) ត្រូវបានគេប្រើប្រាស់ជាទូទៅសម្រាប់អង្គត់រងការទាញ ។ ដែកសរសៃ និងខ្សែកាបខុសគ្នាត្រង់ ដែកសរសៃតាន់ តែខ្សែកាបកើតពីខ្សែលួសកាបជាច្រើនរីវណ្ណបញ្ចូលគ្នាហើយមានរូបរាងដូចខ្សែពួរ ។ ដែកសរសៃ និងខ្សែកាប ត្រូវបានគេប្រើជារឿយៗសម្រាប់ប្រព័ន្ធដំបូលព្យួរ ក៏ដូចជា hanger និង suspension member សម្រាប់ស្ពាន ។ ដែកសរសៃក៏ត្រូវបានប្រើនៅក្នុងប្រព័ន្ធ bracing នៅក្នុងករណីខ្លះ វាត្រូវបានគេធ្វើប្រេកុងត្រាំងដើម្បីការពារវាពីភាពរលង់ (slack) នៅពេលដែលបន្ទុកខាងក្រៅត្រូវបានដក ។ *រូបទី៣.២៤* បង្ហាញពីវិធីតដែកសរសៃ និងខ្សែកាបគំរូ ។

នៅពេលចុងម្ខាងរបស់ដែកសរសៃត្រូវបានធ្វើឲ្យមានធ្មេញ (thread) ពេលនោះ upset end ត្រូវបានប្រើ ។ ផ្នែកដែលមានធ្មេញត្រូវបានកាត់ចេញដើម្បីពង្រីកមុខកាត់ ។ នៅកន្លែងធ្មេញ មុខកាត់ដែកត្រូវបានកាត់បន្ថយ តែការធ្វើ upset end បានបង្កើនមុខកាត់ដែកឲ្យធំ ។ តាមបទដ្ឋាន upset end ដែលមានធ្មេញ ជាទូទៅមាន net area នៅត្រង់កន្លែងធ្មេញ ច្រើនជាងត្រង់ផ្នែកដែលគ្មានធ្មេញ ។ ទោះជា upset end មានតម្លៃថ្លៃក៏ដោយ តែគេក៏មិនចាំបាច់ប្រើវាគ្រប់ករណីទេ ។

ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ប្រសិទ្ធភាព (effective cross-sectional area) នៅត្រង់ផ្នែកធ្មេញត្រូវបានគេឲ្យឈ្មោះថា stress area ហើយវាជាអនុគមន៍ទៅនឹងអង្កត់ផ្ចិត unthreaded និងចំនួនធ្មេញក្នុង $1inch$ ។ ផលធៀបរវាង stress area និង nominal area ប្រែប្រួល ប៉ុន្តែវាមានតម្លៃតូចបំផុតប្រហែល 0.75 ។ ដូចនេះ រេស៊ីស្តង់រងការទាញ nominal របស់ដែក threaded អាចត្រូវបានសរសេរដូចខាងក្រោម៖

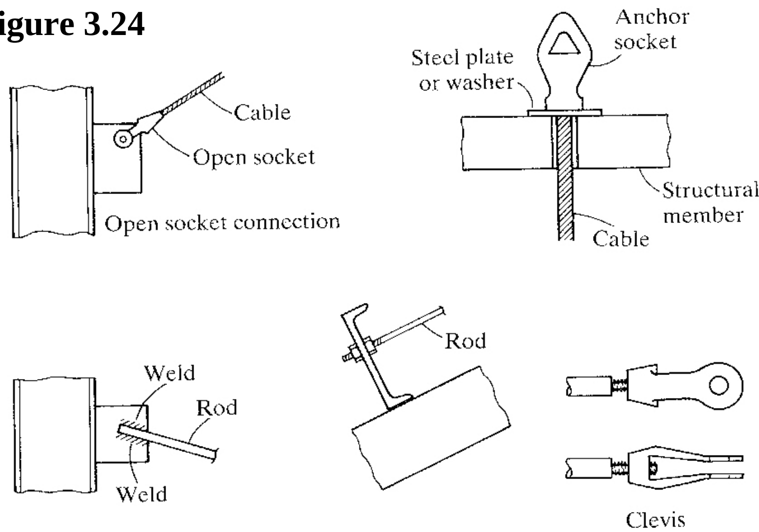
$$P_n = A_s F_u$$
$$= 0.75 A_b F_u$$

ដែល A_s = stress area

A_b = nominal (unthreaded) area

សមីការនេះផ្តល់ nominal strength ដែលត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងតារាង Table J3.2 នៅក្នុង Section J3.6 នៃ AISC Specification ។ មេគុណរេស៊ីស្តង់ (resistance factor) នៅក្នុងករណីនេះ $\phi_t = 0.75$ ។ ប្រសិនបើ upset end ត្រូវបានគេប្រើ នោះលទ្ធភាពរងការទាញនៅអង្កត់ធ្មេញដែលធំត្រូវធំជាង F_y គុណនឹង unthreaded body area (AISC Table J3.2, footnote c) ។

Figure 3.24



ឧទាហរណ៍ទី៣.១២: *ដែក threaded ត្រូវបានគេប្រើជាអង្កត់សម្រាប់ពង្រឹងដែលត្រូវតែទប់ទល់នឹង service tensile load ដែលបន្ទុកថេរ 9kN និងបន្ទុកអថេរ 26.5kN ។ តើអង្កត់ផ្ចិតដែកទំហំប៉ុណ្ណាត្រូវបានប្រើ ប្រសិនបើគេប្រើ A36 ?*

ដំណោះស្រាយ: *បន្ទុកមេគុណ (factored load)*

$P_u = 1.2(9) + 1.6(26.5) = 53.2kN$

ដោយសារ $\phi_t P_n \ge P_u$

$\phi_t (0.75 F_u) A_g \ge P_u$

មុខកាត់ចាំបាច់ $A_g = \dfrac{P_u}{\phi_t (0.75) F_u} = \dfrac{53.2}{0.75(0.75)400} = 236.44mm^2$

ពី $A_g = \dfrac{\pi d^2}{4}$

អង្កត់ផ្ចិតចាំបាច់ $d = \sqrt{\dfrac{4 \times 236.44}{\pi}} = 17.35mm$

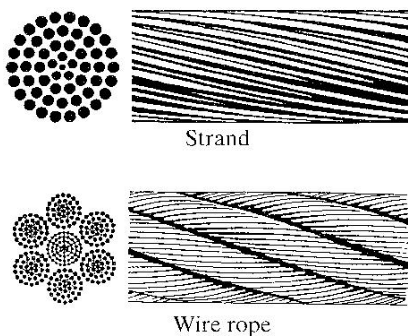
ចម្លើយ: *ប្រើដែក threaded ដែលមានអង្កត់ផ្ចិត 18mm* $\left(A_g = 254.47mm^2\right)$ *។*

ដើម្បីការពារការខូចខាតក្នុងពេលសាងសង់ ដែកសរសៃមិនត្រូវស្រាវ ឬរលាស់ (slender) ពេកទេ។ ទោះបីមិនមានការទាមទារពី specification ក៏ដោយ តែសម្រាប់ការអនុវត្តទូទៅ អង្កត់ផ្ចិតអប្បបរមាដែលត្រូវប្រើ ត្រូវមានតម្លៃ 16mm ។

ខ្សែកាបក្នុងរូបរាងជា strands ឬ wire rope ត្រូវបានគេប្រើនៅក្នុងការអនុវត្តដែលទាមទារ high strength តែភាពរឹង (rigidity) មិនមានលក្ខណៈសំខាន់ទេ។ បន្ថែមពីលើការប្រើប្រាស់វានៅក្នុងប្រព័ន្ធស្ពានព្យួរ និងដំបូល វាក៏ត្រូវបានគេប្រើនៅក្នុងគ្រឿងលើកដាក់ដូចជា hoist និង derrick ដែលគេប្រើវាដូចជាខ្សែយោងសម្រាប់អគារខ្ពស់ៗ និងសម្រាប់ពង្រឹងតាមបណ្តោយនៅក្នុងអគារដែលធ្វើពីដែក។ ភាពខុសគ្នារវាង strand និង wire rope គឺបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី៣.២៥*។ Strand ជាការរួមផ្សំគ្នានៃសរសៃលួសជាច្រើនរុំវ៉ណ្ឌគ្នា ហើយ wire rope ជាការរួមផ្សំគ្នានៃ strand ជាច្រើនរុំវ៉ណ្ឌគ្នា។

ការជ្រើសរើសខ្សែកាបដែលត្រឹមត្រូវសម្រាប់បន្ទុកដែលឱ្យជាទូទៅឈរនៅលើការពិចារណាអំពី រេស៊ីស្តង់ (strength) និងកំហូចទ្រង់ទ្រាយ (deformation)។ បន្ថែមពីលើសាច់លូតអេឡាស្ទិចធម្មតា ការលូតដំបូងដែលបណ្តាលមកពី seating ឬ shifting នៃសរសៃលួសមួយៗ ដែលជាលទ្ធផលវាធ្វើឱ្យខ្សែកាបមានការលូតអចិន្ត្រៃយ៍។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ ជាទូទៅខ្សែកាបត្រូវបានគេទាញពន្លូតមុន (prestretched)។ Wire rope និង strand ត្រូវបានគេផលិតឡើងពីដែកដែលមានស៊េស្តង់ខ្ពស់ជាងដែកសំណង់ធម្មតា ហើយមិនមានចែងនៅក្នុង AISC Specification ទេ។ រេស៊ីស្តង់ដាច់របស់ខ្សែកាបនីមួយៗ ក៏ដូចជាការលំអិតពីការតតំណរ អាចទទួលបានពី manufacturer's literature។ ទិន្នន័យមានប្រយោជន៍សម្រាប់ប្រភេទនេះមាននៅក្នុង Cable Roof structures (Bethlehem Steel, 1968)។

FIGURE 3.25



៣.៨. អង្គត់រងការទាញនៅក្នុងដំបូល Tension members in roof trusses

អង្គត់រងការទាញជាច្រើនដែលវិស្វករគណនា ជាគ្រឿងបង្គុំ trusses។ នៅពេលគ្រឿងបង្គុំ trusses ត្រូវបានប្រើប្រាស់នៅក្នុងសំណង់ ជាទូទៅវាមាននាទីចំបងក្នុងការទ្រប្រព័ន្ធដំបូលដែលគេត្រូវការល្វែងវែង។ វាត្រូវបានគេយកមកប្រើនៅពេលដែលថ្លៃ និងទម្ងន់ធ្នឹមមានតម្លៃខ្ពស់។ (គ្រឿងបង្គុំ trusses ត្រូវបានគិតជាធ្នឹមជម្រៅ (deep beam) ដែលយកចេញនូវផ្ទៃនៃទ្រនុងយ៉ាងច្រើន)។ ដំបូល trusses ត្រូវបានប្រើជារឿយៗនៅក្នុង

សំណង់សហគ្រាស ទោះបីជាសំណង់ប្រភេទនេះត្រូវការគ្រោងរឹង (rigid frame) ក៏ដោយ។ ដំបូល trusses គំរូដែលទ្រដោយ load-bearing wall ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៣.២៦*។ សំណង់ប្រភេទនេះ ជាទូទៅ ចុងម្ខាងរបស់ trusses ដែលភ្ជាប់ទៅនឹងជញ្ជាំងត្រូវបានគេគិតជាទម្រ pinned និងទម្រម្ខាងទៀតត្រូវបានគេគិតថាជាទម្រ roller។ ដូចនេះ trusses អាចត្រូវបានគេវិភាគជាគ្រឿងបង្គុំស្តាទិចកំណត់។ ជញ្ជាំងដែលជាទំរអាចធ្វើពីបេតុងពង្រឹងដោយដែក ប្លុកបេតុង ឥដ្ឋ ឬបន្សំនៃសម្ភារៈទាំងនេះ។

ជាធម្មតា ដំបូល trusses តែមានគំលាតស្មើគ្នាតាមបណ្តោយអគារ និងចងភ្ជាប់គ្នាទៅវិញទៅមកដោយសារធ្នឹមបណ្តោយដែលគេហៅថា ដែរណែង (purlin) និងដោយដែកខ្វែង (X-bracing)។ តួនាទីចំបងរបស់ដែរណែងគឺបញ្ជូនបន្ទុកទៅអង្គត់ខាងលើ (top chord) របស់ trusses ប៉ុន្តែវាក៏អាចចូលរួមដោយផ្នែកខ្លះក្នុងការពង្រឹងប្រព័ន្ធ។ ជាទូទៅដែកពង្រឹង (bracing) ត្រូវបានដាក់នៅក្នុងប្លង់នៃអង្គត់ខាងលើ និងអង្គត់ខាងក្រោម ប៉ុន្តែវាមិនចាំបាច់នៅគ្រប់ល្វែង (bay) ទាំងអស់ទេ ដោយសារកម្លាំងខាង (lateral forces) អាចត្រូវបានបញ្ជូនពីល្វែងដែលទប់មួយទៅល្វែងដែលទប់មួយទៀត ដោយសារដែរណែង។

វាជាការប្រសើរបំផុតដែលដែរណែងត្រូវបានដាក់នៅលើតំណរបស់ trusses។ ដូនេះ trusses អាចត្រូវបានគិតជាគ្រឿងបង្គុំតំណសន្លាក់ (pin-connected structure) ដែលទ្របន្ទុកតែត្រង់តំណ។ តែពេលខ្លះកម្រាលដំបូលមិនអាចលាតសន្ធឹងលើចម្ងាយរវាងតំណ ដូចនេះគេត្រូវការដែរណែងកណ្តាល (intermediate purlin)។ នៅក្នុងករណីបែបនេះអង្គត់ខាងលើនឹងរងម៉ូម៉ង់ពត់ធំ ក៏ដូចជាកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្ស (axial compression) ហើយ វាត្រូវបានគេគណនាដោយគិតជា ធ្នឹម-សសរ (beam-column) ដែលមានពន្យល់ក្នុងជំពូកទី៦។

Sag rod ជាអង្គត់រងការទាញដែលត្រូវបានប្រើដើម្បីផ្តល់ទម្រខាងសម្រាប់ដែរណែង។ បន្ទុកភាគច្រើនដែលអនុវត្តមកលើដែរណែងមានទិសឈរ ដូចនេះវានឹងមានបង្គុំកម្លាំងស្របទៅនឹងមុំជំរាលដំបូលដែលនឹងធ្វើឱ្យដែរណែងកោងនៅក្នុងទិសដៅនោះ *(រូបទី ៣.២៧)*។ Sag rod អាចត្រូវបានដាក់នៅចំណុចកណ្តាល ឬចំណុចមួយភាគបី ឬអាចញឹកនៅតាមបណ្តោយដែរណែង អាស្រ័យទៅនឹងចំនួនទម្រដែលត្រូវការ។ គំលាតរបស់ sag rod ជាអនុគមន៍ទៅនឹងគំលាត trusses, មុំជំរាលរបស់អង្គត់ខាងលើ, រេស៊ីស្តង់របស់ដែរណែងទប់នឹងការពត់ប្រភេទនេះ (រូបរាងភាគច្រើនរបស់ដែកដែលប្រើជាដែរណែងមានលក្ខណៈខ្សោយណាស់សម្រាប់ការពត់តាមទិសនេះ) និងចំនួនទម្រដែលផ្តល់ដោយដំបូល។ ប្រសិនបើគេប្រើ បន្ទះដែក ជាទូទៅវាត្រូវបានគេភ្ជាប់យ៉ាងរឹងជាមួយដែរណែង ដូចនេះគេមិនចាំបាច់ត្រូវការ sag rod ទេ។ តែពេលខ្លះ តែទម្ងន់ផ្ទាល់របស់ដែរណែងគឺវាគ្រប់គ្រាន់ក្នុងការបង្កបញ្ហានេះ ដូចនេះគេចាំបាច់ដាក់ sag rod ដើម្បីទ្រ ក្នុងអំឡុងពេលសាងសង់មុនពេលដាក់

កម្រាលដំបូល ។

FIGURE 3.26

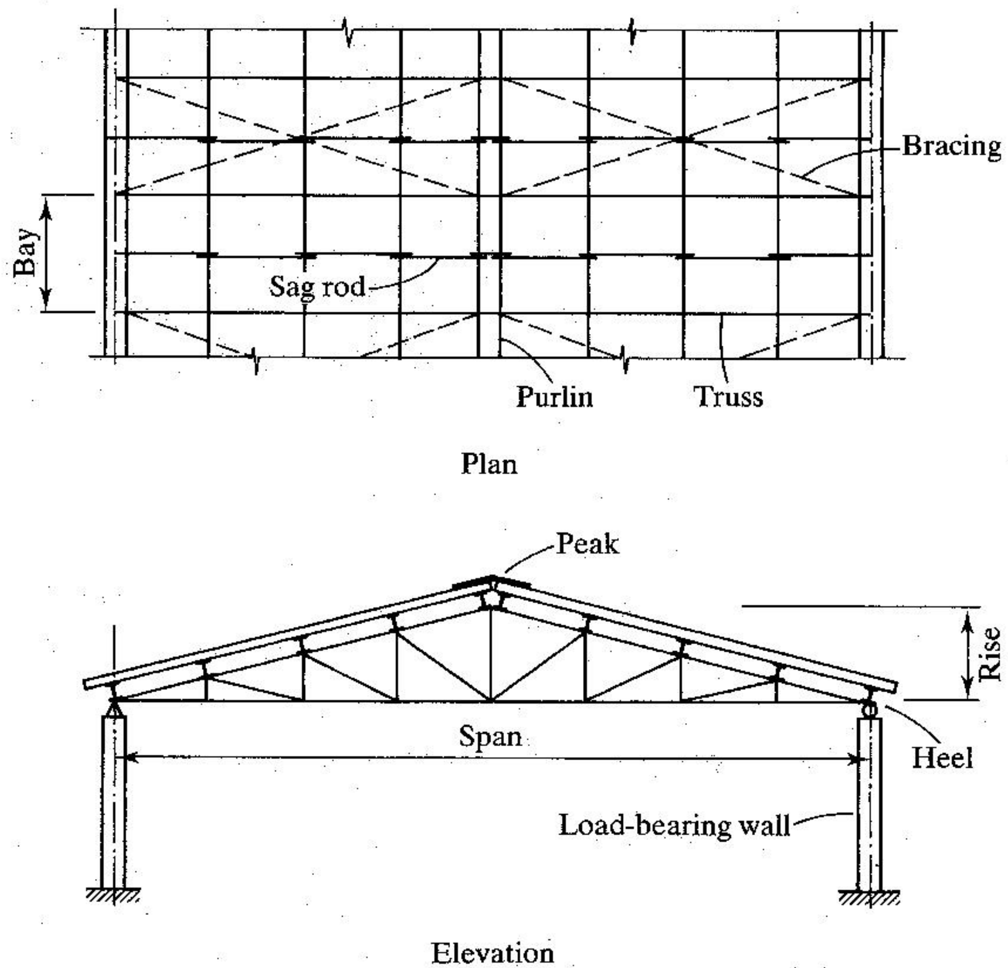
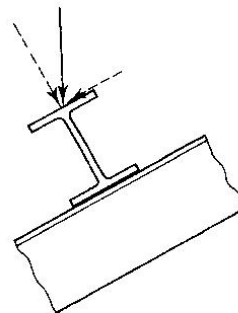
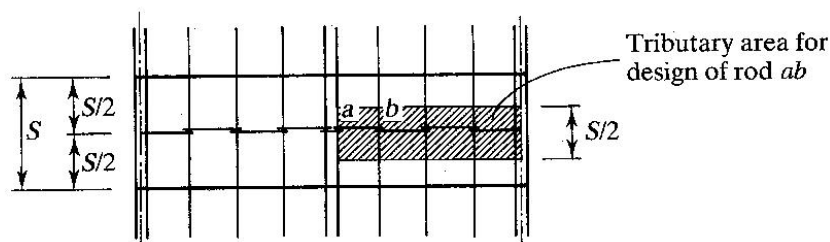


FIGURE 3.27



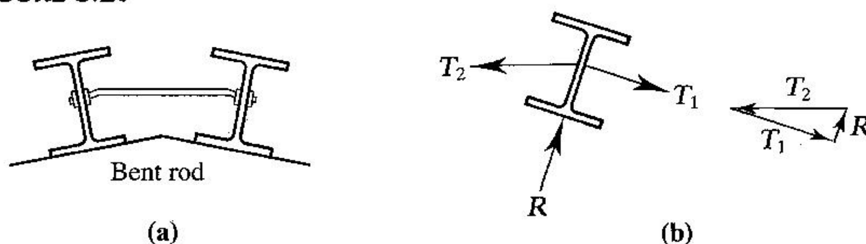
ប្រសិនបើគេប្រើ sag rod គេចាំបាច់គណនាវាដើម្បីទ្រទ្រង់បន្ទុកដំបូលដែលស្របទៅនឹងដំបូល។ អង្កត់នីមួយៗចន្លោះដែរណែងត្រូវបានសន្មត់ឱ្យទ្រអ្វីៗទាំងអស់ពីខាងក្រោមវា ដូចនេះអង្កត់ខាងលើត្រូវបានគណនាសម្រាប់បន្ទុកនៅលើផ្ទៃដំបូលដែលមានអំពើលើអង្កត់នោះ ពីចុងដំបូលដល់កំពូលដំបូលដូចបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៣. ២៨*។ ទោះបីជាកម្លាំងនៅក្នុងអង្កត់នីមួយៗខុសគ្នាក៏ដោយ តែជាការអនុវត្តទូទៅគេប្រើទំហំតែមួយសម្រាប់គ្រប់អង្កត់ sag rod នោះ។ ការប្រើប្រាស់នូវមុខកាត់ដូចគ្នាសម្រួលដល់ការងារសាងសង់ ឯបរិមាណដែកលើសមិនជាធំប៉ុន្មានទេ។

FIGURE 3.28



រូបទី ៣.២៩ a បង្ហាញពីការចងភ្ជាប់ដែរណែងនៅត្រង់ព្រំដំបូល។ Tie rod ចន្លោះដែរណែងខាងត្រូវទប់នឹងបន្ទុកពីគ្រប់ sag rod ទាំងអស់ដែលនៅសង្ខាងស្លាបដំបូល។ កម្លាំងទាញនៅក្នុងអង្កត់ដែកមួយជាបង្គុំកម្លាំងរបស់អង្កត់ sag rod ដែលនៅខាងលើ។ ដ្យាក្រាមអង្គសេរី (free-body diagram) របស់ដែរណែងកំពូលត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៣.២៩b* ។

FIGURE 3.29



ឧទាហរណ៍ទី៣.១៣: *Fink trusses ដែលមានគំលាត 6m គិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស ហើយទ្រដែរណែង $W150\times0.18$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៣.៣០ a ។ ដែរណែងត្រូវបានទ្រដោយ sag rod នៅចំណុចកណ្តាល។ ដោយប្រើដែក A36 គណនា sag rod និង tie rod នៅដែរណែងកំពូលសម្រាប់បន្ទុក service load ដូចខាង*

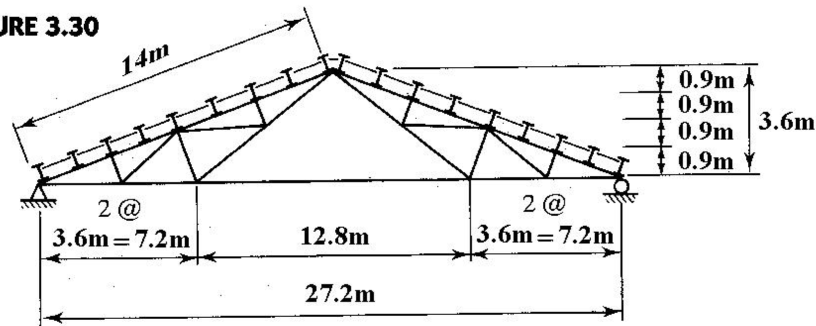
ក្រោម:

កម្រាលដំបូលដែក (metal deck)៖ $0.1kN/m^2$

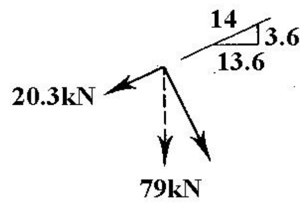
Built-up roof: $0.25kN/m^2$

ព្រិល: $0.85kN/m^2$ លើប្លង់ដេក

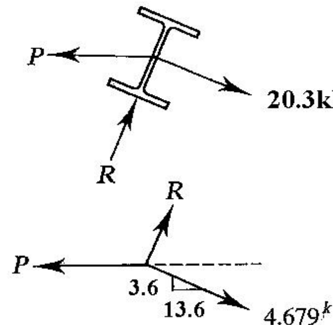
ទម្ងន់ដែរណែង: $0.18kN$ ក្នុងមួយម៉ែត្រប្រវែង



(a)



(b)



(c)

ដំណោះស្រាយ:

គណនាបន្ទុក:

ទទឹងរងបន្ទុកសម្រាប់ sag rod នីមួយៗ $= 6m/2 = 3m$

ក្រឡាផ្ទៃរងបន្ទុកសម្រាប់កម្រាលដំបូល និង Built-up roof $= 3\times 14 = 42m^2$

បន្ទុកថេរ (កម្រាលដំបូល និង Built-up roof) $= (0.1+0.25)\times 42 = 14.7kN$

ទម្ងន់ដែរណែងសរុប $= 0.18\times 3\times 9 = 4.86kN$

បន្ទុកថេរសរុប $= 14.7 + 4.86 = 19.56kN$

ផ្ទៃរងបន្ទុកព្រិល $= 3\times 13.6 = 40.8m^2$

បន្ទុកព្រិលសរុប $= 34.68kN$

ត្រួតពិនិត្យបន្ទុំបន្ទុក:

(A4-2): $1.2D + 0.5S = 1.2 \times 19.56 + 0.5 \times 34.68 = 40.8kN$

(A4-3): $1.2D + 1.6S = 1.2 \times 19.56 + 1.6 \times 34.68 = 79kN$

បន្សំបន្ទុក A4-3 លុប ។ (តាមការអង្កេត A4-1, A4-4 និង A4-5 នឹងមិនមានតម្លៃធំទេ) ។

សម្រាប់បង្គុំកម្លាំងស្របទៅនឹងផ្ទៃដំបូល (រូបទី ៣.៣០ b)

$$T = 79\frac{3.6}{14} = 20.3kN$$

មុខកាត់ដែកដែលត្រូវការ $A_g = \frac{T}{\phi_t(0.75F_u)} = \frac{20.3 \cdot 10^3}{0.75(0.75 \times 400)} = 90.2mm^2$

ចម្លើយ *ប្រើដែក threaded rod អង្កត់ផ្ចិត 16mm (* $A_g = 201mm^2$ *)*

ដែក tie rod ដែលភ្ជាប់ដែរណែងនៅព្រំដំបូល (រូបទី ៣.៣០ c)

$$P = 20.3\frac{14}{13.6} = 20.9kN$$

មុខកាត់ដែកដែលត្រូវការ $A_g = \frac{T}{\phi_t(0.75F_u)} = \frac{20.3 \cdot 10^3}{0.75(0.75 \times 400)} = 90.2mm^2$

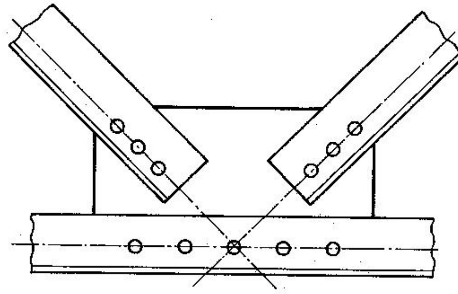
ចម្លើយ *ប្រើដែក threaded rod អង្កត់ផ្ចិត 16mm (* $A_g = 201mm^2$ *)*

សម្រាប់រាងធរណីមាត្ររបស់ truss និងការដាក់បន្ទុក អង្កត់ខាងក្រោម (bottom chord) នឹងរងកុងត្រាំងទាញ ហើយអង្កត់ខាងលើ (top chord) នឹងរងកុងត្រាំងសង្កត់ ។ អង្កត់ទ្រនុងខ្លះរងកុងត្រាំងទាញ និងខ្លះទៀតរងកុងត្រាំងសង្កត់ ។ នៅពេលគេបញ្ចូលឥទ្ធិពលខ្យល់ក្នុងការវិភាគ ទិសខ្យល់ផ្សេងគ្នាត្រូវបានគេយកមកពិចារណា ពេលនោះកម្លាំងនៅក្នុងអង្កត់ទ្រនុង (web member) ខ្លះអាចនឹងប្រែប្រួលចន្លោះកុងត្រាំងសង្កត់ និងកុងត្រាំងទាញ ។ ក្នុងករណីបែបនេះ អង្កត់ដែលរងអំពើត្រូវបានគណនាដោយឱ្យមាននាទីជាអង្កត់រងការសង្កត់ផង និងរងការទាញផង ។

សម្រាប់ truss ដែលចាប់ប៊ូឡុង (bolted truss) មុខកាត់ដែកកែងឌុប (double-angle section) ត្រូវបានប្រើជាញឹកញាប់សម្រាប់អង្កត់ខាងលើ (top chord) និងអង្កត់ទ្រនុង (web member) ។ ការគណនានេះសម្រួលដល់ការភ្ជាប់អង្កត់ដែលជួបគ្នានៅត្រង់ដំណដោយអនុញ្ញាតឱ្យការប្រើប្រាស់បន្ទះដែកទោល (single gusset plate) ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៣.៣១*។ នៅពេលអង្កត់ខាងលើរបស់គ្រឿងបង្គុំ truss ដែលផ្សារប្រើដែកមុខកាត់អក្សរតេ ដែកទ្រនុងដែលមានមុខកាត់ដែកកែងអាចផ្សារភ្ជាប់ជាមួយជើង (stem) របស់ដែកមុខកាត់អក្សរតេ ។ ប្រសិនបើ កម្លាំងនៅក្នុងអង្កត់ទ្រនុង (web member) មានតម្លៃតូច គេអាចប្រើដែកកែងទោល

(single angle) បើទោះបីការធ្វើការបែបនោះបានកាត់បន្ថយប្លង់ស៊ីមេទ្រីពី truss ហើយបណ្តាលឱ្យអង្គត់ទ្រនុងរងបន្ទុកចាកផ្ចិតក៏ដោយ។ ជាទូទៅអង្គត់ខាងលើ និងអង្គត់ខាងក្រោម (chord member) ជាអង្គត់ជាប់ ហើយគេអាចកាត់វាជាកំណាត់ៗប្រសិនបើចាំបាច់។

FIGURE 3.31



ជាការពិតដែលថា chord member ជាអង្គត់ជាប់ ហើយតំណត្រូវបានចាប់ប៊ូឡុង ឬផ្សារដែលគេមិនអាចសន្មត់ថា truss ជាគ្រឿងបង្គុំតំណ pin-connected បានទេ។ ភាពរឹងរបស់តំណពិតជានាំមកនូវម៉ូម៉ង់ពត់នៅក្នុងអង្គត់ ប៉ុន្តែជាទូទៅវាមានតម្លៃតូច ហើយត្រូវបានពិចារណាវាជាកម្លាំងរង (secondary effect) ដូចនេះក្នុងការអនុវត្តទូទៅគេបានចោលវា។ តែការពត់ដែលបណ្តាលដោយសារបន្ទុកខាងក្រៅដែលអនុវត្តដោយផ្ទាល់ទៅលើអង្គត់ចន្លោះតំណ ត្រូវតែយកមកគិតពិចារណាដាច់ខាត។ យើងគិតករណីនេះនៅក្នុងមេរៀនទី ៦។

ខ្សែធ្វើការ (working line) នៃអង្គត់របស់គ្រឿងបង្គុំ truss ទាំងអស់ត្រូវកាត់គ្នាត្រង់តំណនីមួយៗ។ សម្រាប់ truss ដែលភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង ជួររបស់ប៊ូឡុង (bolt line) ជា working line ហើយសម្រាប់ truss ផ្សារ អ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់ទឹកបន្សារជា working line។ ការសន្មត់ក្នុងដំណើរការវិភាគ truss ប្រវែងអង្គត់ត្រូវបានវាស់ពីចំណុចធ្វើការ (working point) ទៅ working point។

ឧទាហរណ៍ទី៣.១៤: *ជ្រើសរើសមុខកាត់អក្សរតេសម្រាប់អង្គត់ខាងក្រោម (bottom chord) របស់គ្រឿងបង្គុំដំបូល Warren truss ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៣.៣២ a ។ Truss ត្រូវបានផ្សារ និងមានគំលាតចម្ងាយ 6m ។ សន្មត់ថាការភ្ជាប់របស់អង្គត់ខាងក្រោមត្រូវបានធ្វើឡើងដោយការផ្សារប៉ិតកាំតាមបណ្តោយ (longitudinal fillet weld) នៅទីងស្លាបប្រវែង230mm ។ ដោយប្រើដែក A36 ជាមួយទីងទិន្នន័យបន្ទុកខាងក្រោម (ខ្យល់មិនត្រូវបានពិចារណានៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះទេ) ។*

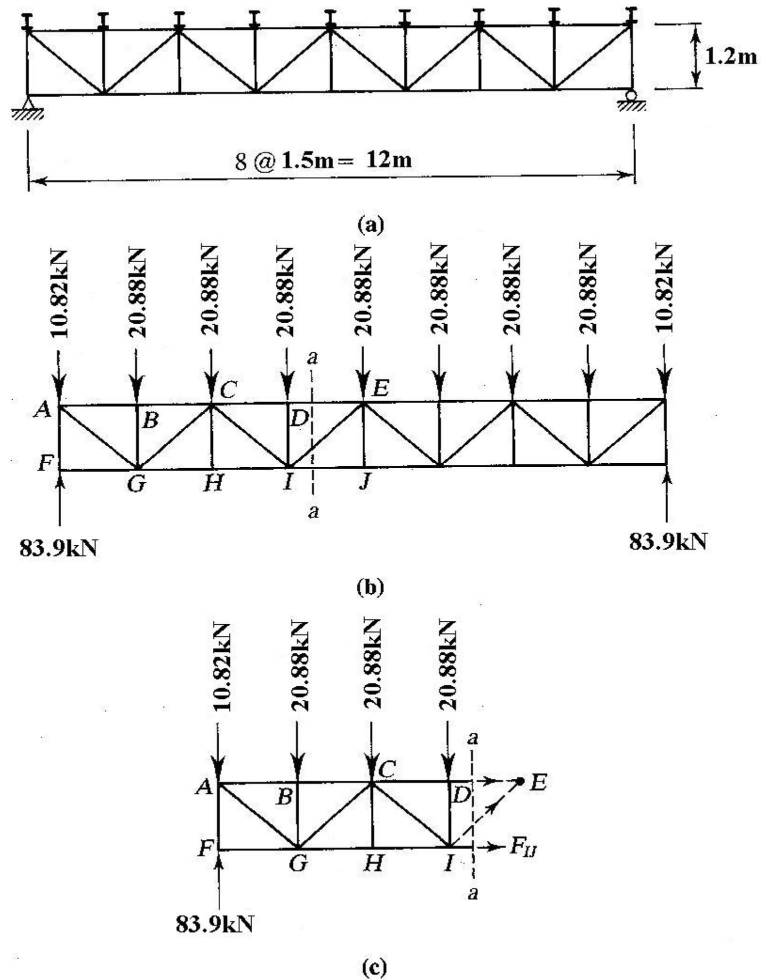
ដែរណែង (purlin): $M\,200 \times 0.097$

ព្រឹល: $0.95kN/m^2$ *លើប្លង់ដេក*

កម្រាលដំបូលដែក (metal deck): $0.1kN/m^2$

ដំបូល: $0.2kN/m^2$

កម្រាលអ៊ីសូឡង់: $0.15kN/m^2$



ដំណោះស្រាយ:

គណនាបន្ទុក:

$$\text{ព្រឹល} = 0.95 \times 6 \times 12 = 68.4kN$$

បន្ទុកថេរ (លើកលែងដែរណែង) =	កម្រាលដំបូលដែក	$0.1kN/m^2$
	ដំបូល	$0.2kN/m^2$
	កម្រាលអ៊ីសូឡង់	$0.15kN/m^2$
	សរុប	$0.45kN/m^2$

បន្ទុកថេរសរុប $= 0.45 \times 6 \times 12 = 32.4kN$

ទម្ងន់ដែរណែងសរុប $= 0.097 \times 6 \times 12 = 7kN$

សន្មត់ថាទម្ងន់ truss ស្មើ 10% នៃបន្ទុកផ្សេងៗ

$$0.1(68.4 + 32.4 + 7) = 10.78kN$$

បន្ទុកនៅលើតំណខាងក្នុងគឺ

$$D = \frac{32.4}{8} + \frac{10.78}{8} + 0.097 \times 6 = 6kN$$

$$S = \frac{68.4}{8} = 8.55kN$$

នៅលើតំណខាងក្រៅ ក្រឡាផ្ទៃរងបន្ទុកគឺស្មើនឹងពាក់កណ្តាលក្រឡាផ្ទៃរងបន្ទុករបស់តំណខាងក្នុង ។ បន្ទុកនៅលើតំណខាងក្រៅគឺ

$$D = \frac{32.4}{2 \times 8} + \frac{10.78}{2 \times 8} + 0.097 \times 6 = 3.28kN$$

$$S = \frac{68.4}{2 \times 8} = 4.3kN$$

ការបន្សំបន្ទុក A4-3 នឹងទទួលបានតម្លៃធំជាងគេ:

$$P_u = 1.2D + 1.6S$$

នៅលើតំណខាងក្នុង $P_u = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 8.55 = 20.88kN$

នៅលើតំណខាងក្រៅ $P_u = 1.2 \times 3.28 + 1.6 \times 4.3 = 10.82kN$

Truss ដែលរងបន្ទុកត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី ៣.៣២ b ។

អង្កត់ខាងក្រោមត្រូវបានគណនាដោយកំណត់កម្លាំងក្នុងអង្កត់នីមួយៗរបស់អង្កត់ខាងក្រោម និងធ្វើការជ្រើសរើសមុខកាត់សមរម្យដើម្បីទប់នឹងកម្លាំងដែលធំជាងគេ ។ នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ កម្លាំងនៅក្នុងអង្កត់ IJ មានតម្លៃធំជាងគេ ។ អង្គសេរី (free body) នៅខាងឆ្វេងមុខកាត់ a-a ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី ៣.៣២ c ។

$$\sum M_E = 83.9(6) - 10.82(6) - 20.88(4.5 + 3.0 + 1.5) - 1.2F_{IJ} = 0$$

$$F_{IJ} = 208.8kN$$

សម្រាប់មុខកាត់ពេញ (gross section)

មុខកាត់ដែលត្រូវការ $A_g = \frac{F_{IJ}}{0.9F_y} = \frac{208.8 \cdot 10^3}{0.9 \times 250} = 928mm^2$

សម្រាប់ net section

មុខកាត់ដែលត្រូវការ $A_e = \frac{F_{IJ}}{0.75F_u} = \frac{208.8 \cdot 10^3}{0.75 \times 400} = 696mm^2$

សាកល្បង $WT125 \times 0.09$

$$A_g = 1140mm^2 > 928mm^2$$

ការតភ្ជាប់ធ្វើឡើងដោយការផ្សារតាមបណ្តោយ ហើយអង្គត់មិនមែនជាដែកបន្ទះ ឬដែកសរសៃ ដូចនេះការតភ្ជាប់នេះមិនស្ថិតនៅក្នុងករណីពិសេសណាមួយសម្រាប់អង្គត់ដែលផ្សារដែលរង shear leg ។

$$U = 1 - \left(\frac{\bar{x}}{L}\right) = 1 - \left(\frac{34.5}{230}\right) = 0.85 < 0.9$$

$$A_e = UA_g = 0.85 \times 1140 = 969mm^2 > 696mm^2 \qquad (OK)$$

ប្រសិនបើអង្គត់ខាងក្រោមត្រូវបានពង្រឹងនៅ panel point

$$\frac{L}{r} = \frac{1500}{19.9} = 75.4 < 300 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ *ប្រើដែក* $WT125 \times 0.09$

៣.៩. អង្គត់ដែលតភ្ជាប់ដោយកន្លាស់ (Pin-Connection Members)

នៅពេលអង្គត់ត្រូវបានតភ្ជាប់ដោយកន្លាស់ រន្ធប្រហោងត្រូវបានធ្វើឡើងនៅចុងទាំងសង្ខាងរបស់អង្គត់ និងផ្នែកដែលវាត្រូវភ្ជាប់ ហើយកន្លាស់ត្រូវបានស៊កតាមរន្ធនោះ។ ការធ្វើបែបនេះដើម្បីកុំឱ្យអង្គត់រងម៉ូម៉ង់ពត់។ អង្គត់រងការទាញដែលតភ្ជាប់តាមទម្រង់បែបនេះប្រឈមនឹងការបាក់ច្រើនប្រភេទ ដែលត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង AISC D3 និងត្រូវបានពន្យល់ដូចខាងក្រោម។

Eyebar ជាប្រភេទពិសេសរបស់អង្គត់ដែលភ្ជាប់ដោយកន្លាស់ (pin-connected member) ដែលនៅខាងចុងរបស់វាមានរន្ធកន្លាស់ ដូចបង្ហាញក្នុង*រូបទី ៣.៣៣*។ រេស៊ីស្តង់គណនាគឺឈរលើរេស៊ីស្តង់យាលរបស់មុខកាត់ពេញ។ ក្បួនលំអិតសម្រាប់គណនាទំហំ eyebar មាននៅក្នុង AISC D3 តែមិនត្រូវបានយកមករៀបរាប់នៅ

ទីនេះទេ។ Eyebar ត្រូវបានប្រើយ៉ាងទូលំទូលាយនៅពេលមុន វាជាអង្គត់រងការទាញដែលប្រើនៅក្នុង truss ស្ពាន ឬនៅក្នុងស្ពានព្យួរ។ វាមិនត្រូវបានគេប្រើទេ នាពេលបច្ចុប្បន្ន។

អង្គត់ដែលតភ្ជាប់ដោយកន្លាស់គួរត្រូវបានគណនាសម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ដូចខាងក្រោម (រូបទី ៣.៣៤)

1. កុងត្រាំងទាញនៅលើ net effective area (រូបទី ៣.៣៤a)

$$\phi_t = 0.75\ , \qquad P_n = 2tb_{eff}F_u \qquad \text{(ASIC Equation D3.1)}$$

2. កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់នៅលើ net effective area (រូបទី ៣.៣៤b)

$$\phi_{sf} = 0.75\ , \qquad P_n = 0.6A_{sf}F_u \qquad \text{(ASIC Equation D3.21)}$$

3. កុងត្រាំង bearing។ តម្រូវការនេះមាននៅក្នុង chapter J (“Connections, Joints and fastener”) (រូបទី ៣.៣៤c)

$$\phi = 0.75\ , \qquad P_n = 1.8F_yA_{pb} \qquad \text{(ASIC Equation J8-1)}$$

4. កុងត្រាំងទាញនៅលើ gross area

$$\phi = 0.9\ , \qquad P_n = F_yA_g \qquad \text{(ASIC Equation D1-1)}$$

ដែល $t =$ កម្រាស់របស់ផ្នែកដែលតភ្ជាប់

$b_{eff} = 2t + 16 \le b$ (គិតជា mm)

$b =$ ចម្ងាយពីផ្ទៃខាងរបស់រន្ធកន្លាស់ទៅផ្ទៃខាងរបស់អង្គត់ ដែលកែងទៅនឹងទិសរបស់កម្លាំង

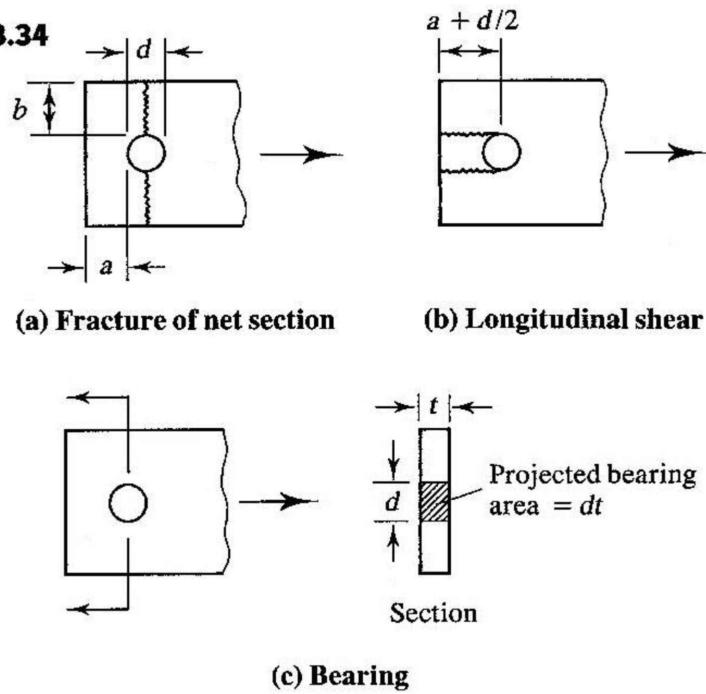
$A_{sf} = 2t(a + d/2)$

$a =$ ចម្ងាយពីផ្ទៃខាងរបស់រន្ធកន្លាស់ទៅផ្ទៃខាងរបស់អង្គត់ ដែលស្របទៅនឹងទិសរបស់កម្លាំង

$d =$ អង្កត់ផ្ចិតកន្លាស់

$A_{pb} =$ projected bearing area $= dt$

តម្រូវការបន្ថែមសម្រាប់ការកំណត់ទំហំរបស់កន្លាស់ និងអង្គត់មានបកស្រាយនៅក្នុង AISC D3។


FIGURE 3.34
d
b
a
a + d/2
(a) Fracture of net section
(b) Longitudinal shear
t
d
Projected bearing area = dt
Section
(c) Bearing

ចំណោទ

IV. គ្រឿងបង្គុំរងការសង្កត់
Compression Members

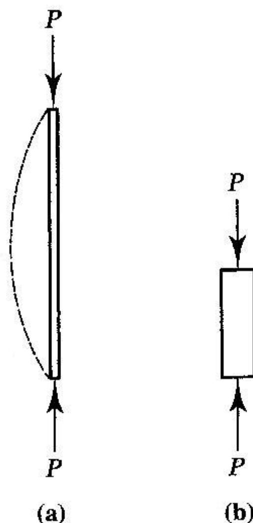
៤.១. សេចក្តីផ្តើម (introduction)

គ្រឿងបង្គុំរងការសង្កត់ ជាគ្រឿងបង្គុំសំណង់ដែលរងតែកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្ស។ បន្ទុកដែលអនុវត្តតាមអ័ក្សបណ្តោយកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់មុខកាត់អង្គត់ ហើយកុងត្រាំង (stress) អាចស្មើនឹង $f_a = P/A$ ដែល f_a ត្រូវបានគិតថាមានតំលៃស្មើគ្នាលើមុខកាត់ទាំងមូល។ ប៉ុន្តែជាក់ស្តែងគេមិនដែលទទួលបានស្ថានភាពល្អបែបនេះទេ គេមិនអាចជៀសផុតពីកម្លាំងចាកផ្ចិតខ្លះបានឡើយ។ ជាលទ្ធផលគេនឹងទទួលបានការពត់ ប៉ុន្តែវាអាចត្រូវបានគេគិតកម្លាំងរង (secondary load) និងអាចត្រូវបានចោលប្រសិនបើលក្ខខណ្ឌនៃការដាក់បន្ទុកស្ទើរតែដូចគ្នានឹងទ្រឹស្តី។ ការពត់មិនអាចត្រូវចោលទេ ប្រសិនបើវាជាម៉ូម៉ង់ពត់ដែលបានពីការគណនា។ យើងនឹងគិតស្ថានភាពនេះនៅក្នុងជំពូកទី៦។

ជាទូទៅ អង្គត់រងការសង្កត់ដែលកើតមាននៅក្នុងអគារ និងស្ពានគឺ សសរ (ជាអង្គត់បញ្ឈរដែលមានតួនាទីចំបងគឺទ្រទ្រង់បន្ទុកបញ្ឈរ)។ អង្គត់រងការសង្កត់ក៏ត្រូវបានប្រើនៅក្នុងគ្រឿងបង្គុំ truss និងជាគ្រឿងបង្គុំនៃប្រពន្ធ័ពង្រឹងផងដែរ។ អង្គត់រងការសង្កត់ដែលមានប្រវែងខ្លីមិនត្រូវបានគេចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា column ទេ តែវាត្រូវបានគេហៅថា strut ។

៤.២. ទ្រឹស្តីសសរ (Column Theory)

FIGURE 4.1



ដោយពិចារណាអង្គត់រងការសង្កត់វែង ហើយស្រាវដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.១a* ។ ប្រសិនបើបន្ទុកតាមអ័ក្ស P ត្រូវបានដាក់យឺតៗ នៅពេលមួយបន្ទុកនោះនឹងមានតម្លៃគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យអង្គត់គ្មានស្ថិរភាពហើយ

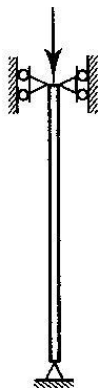
រាងរបស់អង្គត់នឹងកោងដូចបង្ហាញដោយខ្សែដាច់។ បន្ទុកដែលធ្វើឱ្យអង្គត់កោងត្រូវបានគេហៅថា critical buckling load ។ ប្រសិនបើ អង្គត់មានប្រវែងខ្លី ហើយធាត់ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.២b* នោះគេត្រូវ ការបន្ទុកដែលមានតម្លៃធំជាងមុនដើម្បីធ្វើឱ្យអង្គត់នោះស្ថិតក្នុងស្ថានភាពគ្មានស្ថិរភាព។ ប្រសិនបើអង្គត់នោះ កាន់តែខ្លី ការបាក់នឹងកើតឡើងដោយ compressive yielding ជាងដោយ buckling ។ មុននឹងបាក់ កុងត្រាំងសង្កត់ P/A នឹងរាយស្មើនៅលើមុខកាត់គ្រប់ចំណុចទាំងអស់នៃបណ្តោយប្រវែងរបស់សសរ ទោះជាបាក់ដោយ yielding ឬក៏បាក់ដោយ buckling ។ បន្ទុកដែលធ្វើឱ្យ buckling កើតមាន ជាអនុគមន៍ទៅនឹង slendernesss ហើយសម្រាប់អង្គត់ដែលស្រាវខ្លាំង បន្ទុកនេះនឹងមានតម្លៃតូចណាស់។

ប្រសិនបើអង្គត់មានលក្ខណៈស្រាវខ្លាំង ដែលកុងត្រាំងមុននឹង buckling ដែលតូចជាងដែនសមាមាត្រ (proportional limit) (ដែលអង្គត់ស្ថិតនៅក្នុងលក្ខណៈអេឡាស្ទិច) critical buckling load ត្រូវបានឱ្យដូចខាងក្រោម:

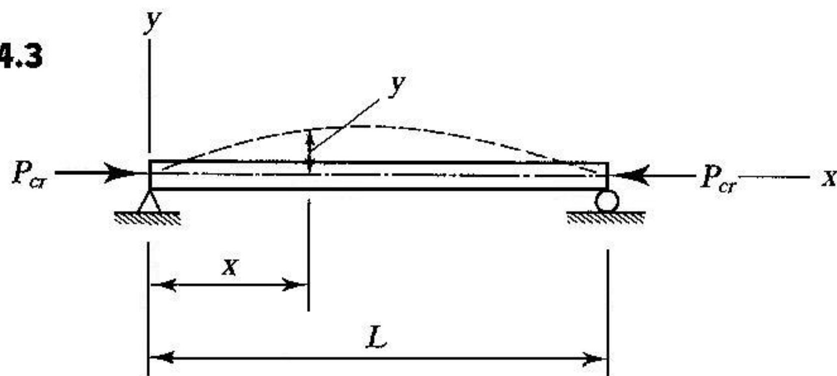
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad (4.1)$$

ដែល E ជាម៉ូឌុលអេឡាស្ទិច (modulus of elasticity), I ជាម៉ូម៉ង់និចលភាពនៃក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ (moment of inertia of the cross-sectional are) ដែលធៀបនឹងអ័ក្សមេដែលតូច (minor principal axis), L ជាប្រវែងរបស់អង្គត់ចន្លោះទម្រ។ ដើម្បីឱ្យសមីការ (4.1) មានន័យ លុះត្រាតែអង្គត់ស្ថិតក្នុងស្ថានភាពអេឡាស្ទិច ហើយចុងរបស់វាអាចវិលដោយសេរី តែមិនត្រូវរំកិលទៅខាងទេ។ ចុងទម្រនេះបំពេញលក្ខខណ្ឌដោយទម្រសន្លាក់ (hinge) ឬ pinned ដូចបង្ហាញក្នុង*រូបទី ៤.២* ។ ទំនាក់ទំនងដ៏គួរឱ្យចាប់អារម្មណ៍នេះត្រូវបានរកឃើញដំបូងបំផុតដោយអ្នកប្រាជ្ញគណិតវិទ្យាជនជាតិស្វីសឈ្មោះ Leonhard Euler ដែលបោះពុម្ពនៅក្នុងឆ្នាំ ១៧៥៩។ បន្ទុកគ្រោះថ្នាក់ (critical load) នេះ នៅពេលខ្លះត្រូវបានគេហៅថា Euler load ឬ Euler buckling load ។ សមីការទី 4.1 ត្រូវបានគេបង្ហាញដើម្បីធ្វើឱ្យជឿដោយការពិសោធយ៉ាងច្រើន។ ការសំរាយបញ្ជាក់របស់សមីការនេះ ត្រូវបានឱ្យដើម្បីបង្ហាញពីភាពសំខាន់របស់លក្ខខណ្ឌចុងទម្រ។

FIGURE 4.2



ដើម្បីងាយស្រួលក្នុងការបកស្រាយ អង្កត់ត្រូវបានដាក់ឱ្យដេកលើអ័ក្ស x ដូចដែលឱ្យក្នុង*រូបទី ៤.៣*។ ទម្រ roller ដែលដាក់នៅទីនេះដើម្បីទប់អង្កត់មិនឱ្យចល័តទៅលើ ឬចុះក្រោម។ បន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សត្រូវបានអនុវត្ត ហើយកើនឡើងសន្សឹមៗ។ បន្ទុកខាងបណ្តោះអាសន្នត្រូវបានដាក់ដើម្បីធ្វើឱ្យអង្កត់ដាបដូចរូបរាងដែលបង្ហាញដោយខ្សែដាច់ ហើយអង្កត់នឹងត្រឡប់ទៅរករូបរាងដើមវិញនៅពេលដែលបន្ទុកបណ្តោះអសន្ននោះត្រូវបានគេដកចេញប្រសិនបើបន្ទុកតាមអ័ក្សមានតម្លៃតូចជាង critical buckling load ។ Critical buckling load, P_{cr} ត្រូវបានកំណត់ជាបន្ទុកដែលមានតម្លៃធំគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីរក្សារូបរាងដាបរបស់អង្កត់នៅពេលដែលបន្ទុកខាងបណ្តោះអាសន្នត្រូវបានគេដាកចេញ។



សមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែល (differential equation) សម្រាប់រូបរាងដាបរបស់អង្កត់អេឡាស្ទិចដែលរងការពត់គឺ:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{IE} \qquad (4.2)$$

ដែល x ជាចម្ងាយរបស់ចំណុចដែលស្ថិតនៅលើអ័ក្សបណ្តោយរបស់អង្កត់, y ជាភាពដាបរបស់អង្កត់នៅត្រង់ចំណុចនោះ, និង M ជាម៉ូម៉ង់ពត់នៅត្រង់ចំណុចនោះ។ E និង I ត្រូវបានបង្ហាញពីខាងលើ ប៉ុន្តែម៉ូម៉ង់និចលភាព I នៅទីនេះគឺធៀបនឹងអ័ក្សនៃការពត់។ សមីការនេះត្រូវបានទាញដោយ Jacob Bernoulli ហើយត្រូវបានបំបែកដោយ Euler ដែលប្រើប្រាស់វាសម្រាប់បញ្ហាកោងរបស់សសរ។ ពី *រូបទី ៤.៣* យើងឃើញថានៅពេលដែលអង្កត់កោងដោយសារបន្ទុកតាមអ័ក្ស P_{cr} នៅចម្ងាយ x ពីទម្រខាងឆ្វេងយើងមានភាពដាប y ហើយម៉ូម៉ង់ពត់នៅត្រង់ចំណុចនោះគឺ $P_{cr}y$ ។ នោះសមីការ 4.2 អាចសរសេរដូចខាងក្រោម:

$$y'' + \frac{P_{cr}}{EI}y = 0$$

ដែល ព្រីម គឺជាឌីផេរ៉ង់ស្យែលតាម x ។ សមីការនេះជា second order, linear, ordinary differential equation ជាមួយនឹងមេគុណថេរ ហើយមានដំណោះស្រាយ

$$y = A\cos(cx) + B\sin(cx)$$

ដែល $c = \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI}}$

ហើយ A និង B ជាតម្លៃថេរ។ តម្លៃថេរទាំងនេះ ត្រូវបានកំណត់ដោយអនុវត្តនូវលក្ខខណ្ឌព្រំដែនដូចខាងក្រោម:

ត្រង់ $x = 0$, $y = 0$: $0 = A\cos(0) + B\sin(0)$ នោះ $A = 0$

ត្រង់ $x = L$, $y = 0$: $0 = B\sin(cL)$

លក្ខខណ្ឌចុងក្រោយនេះតម្រូវឱ្យ $\sin(cL) = 0$ ប្រសិនបើ $B \neq 0$ (ចម្លើយមិនសំខាន់ ដែលត្រូវគ្នានឹង $P = 0$)។

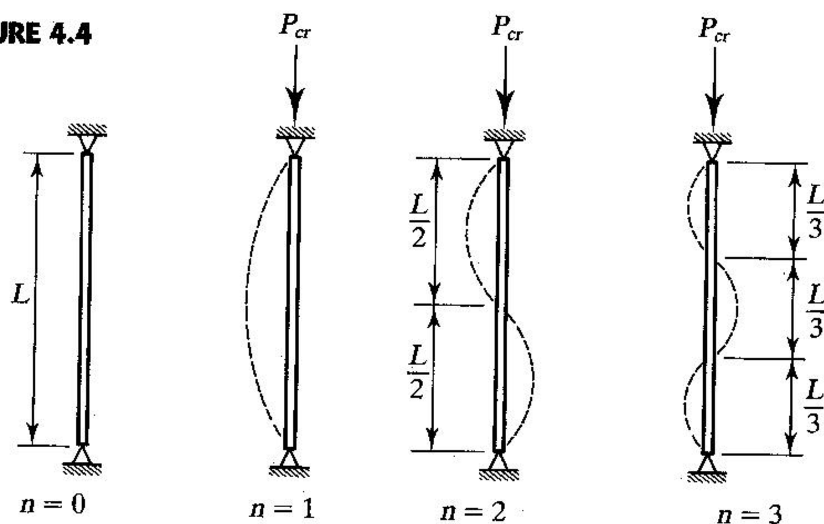
សម្រាប់ $\sin(cL) = 0$,

$$cL = 0,\ \pi,\ 2\pi,\ 3\pi,\ \ldots = n\pi, \quad n = 0, 1, 2, 3, \ldots$$

ពី $c = \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI}}$

យើងទទួលបាន $cL = \left(\sqrt{\frac{P_{cr}}{EI}}\right)L = n\pi$, $\frac{P_{cr}}{EI}L^2 = n^2\pi^2$ ហើយ $P_{cr} = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2}$

តម្លៃជាច្រើនរបស់ n ត្រូវគ្នានឹងរូបរាងកោង (buckling mode) ផ្សេងៗ។ $n = 1$ បង្ហាញនូវរូបរាងកោងទីមួយ (first mode)។ $n = 2$ គឺរូបរាងកោងទីពីរ (second mode)។ល។ តម្លៃ $n = 0$ ជាករណីគ្មានបន្ទុក ដែលជាករណីមិនសំខាន់។ រូបរាងនៃការកោងទាំងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.៤*។ តម្លៃ n មិនអាចធំជាងមួយ លើកលែងតែអង្គត់រងការសង្កត់ត្រូវបានទប់ពីការដាបនៅត្រង់ចំណុចដែលធ្វើឱ្យកំណោងបត់បែន។



ដូចនេះដំណោះស្រាយរបស់សមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែលគឺ

$$y = B\sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

ហើយមេគុណ B ជាតម្លៃមិនកំណត់។ លទ្ធផលនេះត្រូវបានប្រើជាចម្លើយ linear ក្នុងសមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែលតំណាងបាតុភូត nonlinear ។

សម្រាប់ករណីធម្មតារបស់អង្គត់រងការសង្កត់ដែកគ្មានទម្រនៅចន្លោះចុងសង្ខាងរបស់វា $n = 1$ នោះសមីការ Euler ត្រូវបានសរសេរជា

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.3)$$

វាមានលក្ខណៈងាយស្រួលជាងក្នុងការសរសេរសមីការ 4.3 ក្នុងទម្រង់ដូចខាងក្រោម

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EAr^2}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2}$$

ដែល A ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ និង r ជាកាំនិចលភាព (radius of gyration) ដែលធៀបនឹងអ័ក្សដែលកោង។ ផលធៀប L/r ជា slenderness ratio ។ អង្គត់ដែលមានលក្ខណៈកាន់តែស្រាវ តម្លៃ slenderness ration កាន់តែធំ ។

ប្រសិនបើ critical load ត្រូវបានចែកដោយក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ នោះគេនឹងទទួលបាន critical buckling stress ដូចខាងក្រោម:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (4.4)$$

សម្រាប់កុងត្រាំងរងការសង្កត់ ការកោងនឹងកើតឡើងតាមអ័ក្សដែលត្រូវគ្នានឹង r ។ ការកោងនឹងកើតឡើងភ្លាមៗ នៅពេលដែលបន្ទុកដែលអនុវត្តមកលើអង្គត់ស្មើនឹងបន្ទុកដែលឱ្យក្នុងសមីការ 4.3 ហើយសសរនឹងគ្មានស្ថេរភាពធៀបអ័ក្សមេ (principal axis) ដែលធ្វើឱ្យ slenderness ratio មានតម្លៃធំជាងគេ។ ជាទូទៅវាជាអ័ក្សដែលមានម៉ូម៉ង់និចលភាពតូចជាងគេ (យើងនឹងពិនិត្យករណីនេះនៅពេលក្រោយ)។ ដូចនេះម៉ូម៉ង់និចលភាពអប្បបរមា និងកាំនិចលភាពអប្បបរមាត្រូវបានប្រើនៅក្នុងសមីការ 4.3 និង 4.4 ។

ឧទាហរណ៍៤.១: *សសរដែលមានមុខកាត* $W300\times 0.73$ *ត្រូវបានប្រើដើម្បីទ្រទ្រង់បន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្ស* $645kN$ *។ សសរនេះមានប្រវែង 6m និងមានទម្រ pinned នៅចុងសង្ខាង។ ដោយមិកគិតពីមេគុណបន្ទុក និងមេគុណរេស៊ីស្តង់ ចូរធ្វើការអង្កេតពីស្ថេរភាពរបស់អង្គត់នេះ។ (គេមិនត្រូវការដឹងពីម៉ាករបស់ដែកទេ ដោយសារ critical buckling load ជាអនុគមន៍នៃម៉ូឌុលអេឡាស្ទិច មិនមែន yield stress ឬ ultimate tensile strength)។*

ដំណោះស្រាយ: *សម្រាប់* $W300\times0.73$

តម្លៃអប្បបរមារបស់ $r = r_y = 49.8mm$

តម្លៃអតិបរមារបស់ $\frac{L}{r} = \frac{6000}{49.8} = 120.5$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2\times200\cdot10^3\times9.48\cdot10^3}{120.5^2}\cdot10^{-3} = 1288.7kN$$

ចម្លើយ: *ដោយសារបន្ទុកអនុវត្តគឺ* $645kN$ *តូចជាង* P_{cr} *នោះសសររក្សាស្ថិរភាពហើយមានមេគុណសុវត្ថិភាពប្រឆាំងនឹង* buckling *ស្មើនឹង* $1288.7/645 = 2.0$ *។*

ក្រោយមកគេបានរកឃើញថា សមីការរបស់ Euler មិនអាចប្រើជាមួយអង្គត់រងការសង្កត់ដែលធាត់ ខ្លី និងមិនស្រាវ។ មូលហេតុគឺថា slenderness ratio តូចរបស់អង្គត់បណ្តាលឱ្យមាន buckling stress ធំ (ពីសមីការ 4.4)។ ប្រសិនបើ buckling stress ធំជាង proportional limit របស់សម្ភារៈ នោះទំនាក់ទំនងរវាង stress និង strain នឹងមិនមានលក្ខណៈជា linear ទេ ហើយម៉ូឌុលអេឡាស្ទិច E នឹងមិនអាចយកមកប្រើបានទេ។ (ក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.១ buckling stress គឺ $P_{cr}/A = 1288.7/9.48 = 136MPa$ ដែលតូចជាង proportional limit សម្រាប់គ្រប់គ្រឿងបង្គុំដែកទាំងអស់។ នៅក្នុងឆ្នាំ ១៨៨៩ Friedrich Engesser បានស្នើឡើងដំបូងក្នុងការប្រើប្រាស់ tangent modulus E_t នៅក្នុងសមីការ 4.3។ សម្រាប់សម្ភារៈដែលមានខ្សែកោង stress-strain ដូចក្នុង*រូបទី ៤.៥*, E លែងជាតម្លៃថេរសម្រាប់កុងត្រាំងដែលធំជាង proportional limit F_{pl} ។ Tangent modulus E_t ត្រូវបានកំណត់ជា slope នៃបន្ទាត់ប៉ះទៅនឹងខ្សែកោង stress-strain សម្រាប់តម្លៃរបស់ f ដែលស្ថិតនៅចន្លោះ F_{pl} និង F_y ។ ប្រសិនបើ buckling stress P_{cr}/A ស្ថិតនៅក្នុងតំបន់នេះ វាត្រូវបានបង្ហាញដូចខាងក្រោម:

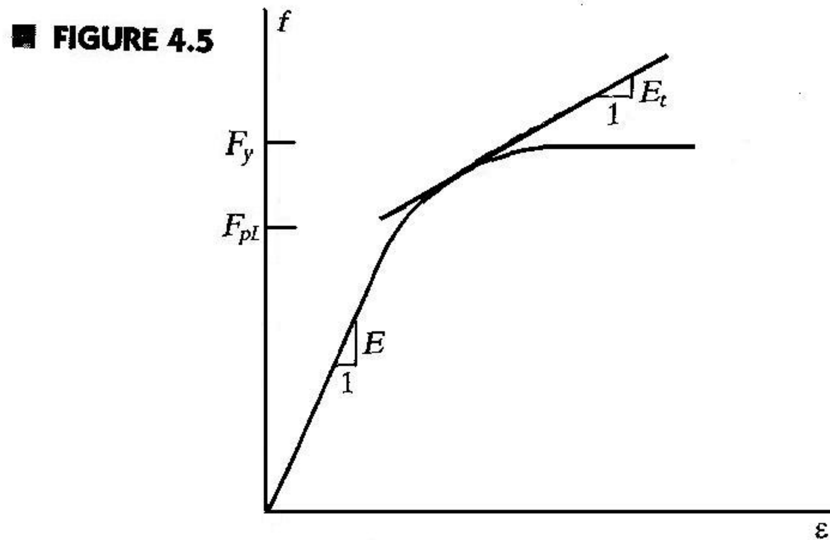
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \tag{4.5}$$

សមីការ 4.5 ដូចគ្នានឹងសមីការ Euler គ្រាន់តែជំនួស E ដោយ E_t ។

ខ្សែកោង stress-strain ដែលបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.៥* មានលក្ខណៈខុសគ្នាពីរូបដែលបានបង្ហាញពីមុនសម្រាប់ ductile steel (នៅក្នុង*រូបទី ១.៣ និង១.៤*) ដោយសារតែវាមានតំបន់ nonlinear ។ ខ្សែកោងនេះជាប្រភេទនៃការពិសោធការសង្កត់របស់ដែក W-shape ប្រវែងខ្លី ដែលគេហៅថា stub column។ Nonlinearity ជាលទ្ធផលដំបូងនៃវត្តមានរបស់ residual stress នៅក្នុង W-shape។ នៅពេលដែលដែក hot-rolled shape ទុកឱ្យត្រជាក់ មុខកាត់ទាំងមូលរបស់ដែកមិនត្រូវបានត្រជាក់ដោយអត្រាដូចគ្នាទេ។ ឧទាហរណ៍

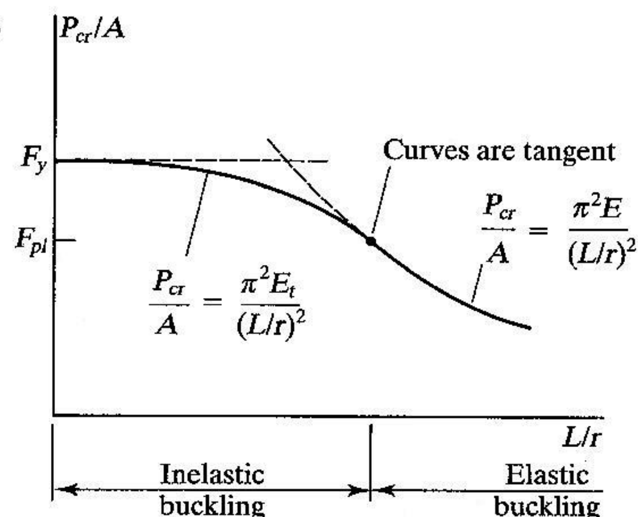
នៅចុងស្លាបរបស់ដែកត្រជាក់លឿនជាងកន្លែងជួបគ្នារវាងស្លាប និងទ្រនុង។ ការត្រជាក់មិនព្រមគ្នាបែបនេះបង្កើតឱ្យ

មានកុងត្រាំងនៅជាប់ក្នុងដែករហូត។ កត្តាផ្សេងទៀតដូចជាការផ្សារ និងការពត់ត្រជាក់ដើម្បីបង្កើត ធ្នឹមកោងអាចជាកត្តាបណ្តាលឱ្យមាន residual stress ប៉ុន្តែដំណើរការធ្វើឱ្យត្រជាក់ជាកត្តាចំបង។



ចំណាំថា E_t មានតម្លៃតូចជាង E ហើយសម្រាប់ L/r ដែលមានតម្លៃដូចគ្នាត្រូវគ្នា គេនឹងទទួលបាន critical load P_{cr} តូច។ ដោយសារតែភាពប្រែប្រួលរបស់ E_t ការកំណត់តម្លៃ P_{cr} នៅក្នុង inelastic range ដោយប្រើសមីការទី 4.5 ពិតជាមានការពិបាក។ ជាទូទៅ trial-and-error approach ត្រូវបានប្រើជាមួយនឹងខ្សែកោង stress-strain ដូចបង្ហាញក្នុង*រូបទី ៤.៥* ដើម្បីកំណត់ E_t សម្រាប់តម្លៃសាកល្បងរបស់តម្លៃ P_{cr} ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ design specification ជាច្រើន រួមទាំង AISC Specification មានរូបមន្តដែលបានពីការពិសោធ (empirical formulas) សម្រាប់ inelastic column ។

សម្រាប់គ្រប់សម្ភារៈទាំងអស់ critical buckling stress ត្រូវបានសង់ជាដ្យាក្រាមជាអនុគមន៍ទៅនឹង slenderness ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.៦* ។ ខ្សែកោង tangent modulus ប៉ះទៅនឹងខ្សែកោង Euler ត្រង់ចំណុចដែលត្រូវគ្នានឹង proportional limit របស់សម្ភារៈ។ បន្សំខ្សែកោងនេះ ត្រូវបានគេហៅថា column strength curve ដែលពណ៌នាពីស្ថេរភាពរបស់គ្រប់សសរទាំងអស់។ ក្រៅពី F_y, E *និង* E_t ដែលជាលក្ខណៈរបស់សម្ភារៈ រេស៊ីស្តង់ជាអនុគមន៍នឹង slenderness ratio ។



ប្រវែងប្រសិទ្ធភាព (effective Length)

ទាំងសមីការ Euler និងសមីការ tangent modulusឈរលើការសន្មត់ដូចខាងក្រោម:

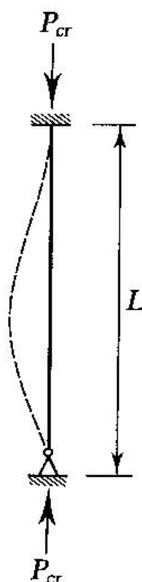
1. សសរមានលក្ខណៈត្រង់ល្អ
2. បន្ទុកអនុវត្តតាមអ័ក្ស គ្មានចំណាកផ្ចិត
3. សសរមានទម្រ pinned នៅចុងសង្ខាង

លក្ខខណ្ឌពីរដំបូងមានន័យថា គ្មានម៉ូម៉ង់ពត់នៅក្នុងអង្គត់មុងពេលកោង (buckling)។ ដូចបានរៀបរាប់ពីខាងដើម ម៉ូម៉ង់ចៃដន្យខ្លះនឹងកើតមាន ប៉ុន្តែវាត្រូវបានចោលក្នុងករណីជាច្រើន។ តម្រូវការសម្រាប់ទម្រ pinned ជាការកំណត់មួយដែលពិបាក ដែលការផ្តល់ឱ្យត្រូវបានធ្វើសម្រាប់លក្ខខណ្ឌទម្រផ្សេងៗទៀត។ លក្ខខណ្ឌទម្រ pinned តម្រូវឱ្យទប់អង្គត់ពីការរំកិលខាង ប៉ុន្តែមិនទប់នឹងការវិលជុំវិញទម្រទេ។ ជាការពិត ការបង្កើតតំណ pinned ដែលគ្មានកកិតគឺមិនអាចធ្វើទៅបានល្អនោះទេ ដូចនេះលក្ខខណ្ឌទម្រនេះគ្រាន់តែមានលក្ខណៈប្រហាក់ប្រហែលប៉ុណ្ណោះ។ ជាក់ស្តែងសសរទាំងអស់ត្រូវតែខូចទ្រង់ទ្រាយតាមអ័ក្សដោយសេរី។

លក្ខខណ្ឌចុងផ្សេងទៀតអាចត្រូវបានពន្យល់នៅក្នុងសមីការទី 4.3។ ជាទូទៅ ម៉ូម៉ង់ពត់អាចជាអនុគមន៍នៃ x ដែលជាលទ្ធផលនៅក្នុង nonhomogeneous differential equation។ វាមានលក្ខខណ្ឌព្រំដែនខុសពីសមីការដើម តែវិធីសាស្ត្រគណនាដូចគ្នាទាំងស្រុង។ សមីការដែលជាចម្លើយសម្រាប់ P_{cr} មានទម្រង់ដូចគ្នា។

ឧទាហរណ៍ ដោយពិចារណាអង្គត់រងការសង្កត់ដែលមានទម្រមួយជា pinned និងមួយទៀតជា fixed ទប់នឹងការវិល និងការរំកិល ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.៧*។ សមីការ Euler សម្រាប់ករណីនេះ ដែលត្រូវបានបកស្រាយតាមរបៀបដូចសមីការ 4.3 គេទទួលបាន

■ **FIGURE 4.7**



$$P_{cr} = \frac{2.05\pi^2 EI}{L^2}$$

ឬ
$$P_{cr} = \frac{2.05\pi^2 EA}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 EA}{(0.70L/r)^2}$$

ដូចនេះអង្កត់រងការសង្កត់នេះមានលទ្ធភាពទ្រូបន្ទុកស្មើនឹងអង្កត់ដែលមានទម្រ pinned សង្ខាងដែរ តែប្រវែងរបស់វាត្រូវបានគិតត្រឹម 70% ប៉ុណ្ណោះ ។ គេនឹងទទួលបានសមីការក្នុងទម្រង់ស្រដៀងគ្នានេះសម្រាប់សសរដែលមានលក្ខខណ្ឌទម្រផ្សេងៗ ។

Column-buckling problem អាចត្រូវបានបង្កើតជារូបមន្តក្នុងទម្រងជា forth-order differential equation ជំនួសឱ្យសមីការ 4.2 ។ ការធ្វើបែបនេះដើម្បីងាយស្រួលក្នុងការដោះស្រាយជាមួយលក្ខខណ្ឌព្រំដែនក្រៅពីទម្រ pinned ។ ដើម្បីភាពងាយស្រួល សមីការសម្រាប់ critical buckling load នឹងត្រូវបានសរសេរក្នុងទម្រង់ដូចខាងក្រោម:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)^2} \quad \text{ឬ} \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t A}{(KL/r)^2} \qquad (4.6\text{ a}/\ 4.6\text{ b})$$

ដែល KL ជាប្រវែងប្រសិទ្ធភាព (effective length) និង K ជាមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព (effective length factor) ។ មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាពសម្រាប់អង្កត់រងការសង្កត់ fixed-pinned គឺ 0.70 ។ សម្រាប់ចុងសង្ខាងមានទម្រ fixed ទប់នឹងការវិល និងរំកិល នោះ $K = 0.50$ ។ តម្លៃរបស់ K សម្រាប់ករណីទាំងនេះ និងករណីផ្សេងទៀតមាននៅក្នុងតារាង C_C2.1 នៅក្នុង Commentary to the AISC Specification ។ នៅក្នុងតារាងនោះ គេឱ្យតម្លៃរបស់ K ចំនួនពីរ: មួយជាតម្លៃតាមទ្រឹស្តី និងមួយទៀតជាតម្លៃសម្រាប់ការគណនា

(recommended design value) ដែលត្រូវបានយកមកប្រើនៅពេលដែលគេមានលក្ខខណ្ឌទម្រស្ទើរល្អឥតខ្ចោះ។ ដូចនេះ លុះត្រាតែទម្រ fixed គឺបង្កប់ឥតខ្ចោះទើបតម្លៃគណនាដែលមានលក្ខណៈសន្សំសំចៃជាងត្រូវបានយកមកប្រើ។ តែចំណាំថា តម្លៃតាមទ្រឹស្តី និងតម្លៃសម្រាប់ការគណនាមានតម្លៃដូចគ្នាសម្រាប់លក្ខខណ្ឌ (d)និង (f) នៅក្នុង Commentary Table C-C2.1។ មូលហេតុគឺថាភាពដែលមិនអាចធ្វើបានរបស់ទម្រសន្លាក់គ្មានកកិតដែលល្អឥតខ្ចោះ ឬរបស់ទម្រ pinned បានបង្កើតឱ្យមានការទប់នឹងការវិល និងធ្វើឱ្យតម្លៃ K ថយចុះ។ ដូចនេះ ការប្រើតម្លៃតាមទ្រឹស្តីក្នុង ករណីទាំងពីរគឺមានតម្លៃតូច។

ការប្រើប្រវែងប្រសិទ្ធភាព KL ជំនួសឱ្យប្រវែង L មិនបានធ្វើឱ្យមានការផ្លាស់ប្តូរទំនាក់ទំនង ដែលបានរៀបរាប់កន្លងមកទេ។ ខ្សែកោងរេស៊ីស្តង់សសរ (column strength curve) ដែលបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៤.៦* មិនមានការផ្លាស់ប្តូរទេ បើគ្រាន់តែធ្វើការផ្លាស់ប្តូរឈ្មោះអ័ក្សអាប់ស៊ីសមក KL នោះ។ Critical buckling stress ដែលត្រូវគ្នានឹងប្រវែងដែលឱ្យ ទោះជាប្រវែងពិតប្រាកដ ឬប្រវែងប្រសិទ្ធភាពក៏ដោយ ក៏ឈ្មោះរបស់វាលើអ័ក្សអរដោនេនៅរក្សាដដែល។

៤.៣. តម្រូវការរបស់ AISC (AISC Requirements)

តម្រូវការជាមូលដ្ឋានសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង Chapter E of the AISC Specification។ ទំនាក់ទំនងរវាងបន្ទុក និងរេស៊ីស្តង់ (សមីការ 2.3) មានទម្រង់

$$P_u \le \phi_c P_n$$

ដែល $P_u =$ ផលបូកបន្ទុកមេគុណ

$P_n =$ nominal compressive strength $= A_g F_{cr}$

$F_{cr} =$ critical buckling stress

$\phi_c =$ មេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ $= 0.85$

ជំនួសឱ្យការប្រើសមីការ critical buckling stress F_{cr} ជាអនុគមន៍នៃ slenderness ration KL/r specification ប្រើនូវ slenderness parameter

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \text{(AISC Equation E2-4)}$$

វាជាប៉ារ៉ាម៉ែត្រគ្មានខ្នាត បើទោះជាសមីការមានលក្ខណៈសម្ភារៈចូលរួមក៏ដោយ។ សម្រាប់សសរអេឡាស្ទិច (elastic column) សមីការ 4.4 អាចត្រូវបានសរសេរជា

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(LK/r)^2} = \frac{1}{\lambda_c^2} F_y$$

ដើម្បីគិតបញ្ចូលនូវឥទ្ធិពលរបស់ភាពមិនត្រង់ដំបូង (initial crookedness) សមីការខាងលើត្រូវបានកាត់បន្ថយដូចខាងក្រោម

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

សម្រាប់ inelastic column ដែលប្រើ tangent modulus equation (សមីការ 4.6 b) ត្រូវបានជំនួសដោយ

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$

ដែលបានគិតផងដែរនូវ initial crookedness ។ ដូចនេះដំណោះស្រាយដោយផ្ទាល់អាចទទួលបាន ដោយជៀសវាងនូវ trial-and error approach ដែលមានជាប់ជាមួយនឹងការប្រើប្រាស់ tangent modulus equation ។ ប្រសិនបើគេយក $\lambda_c = 1.5$ ជាព្រំដែនរវាងសសរអេឡាស្ទិច និងសសរមិនមែនអេឡាស្ទិច នោះ AISC equation សម្រាប់ critical buckling stress អាចត្រូវបានសង្ខេបដូចខាងក្រោម៖

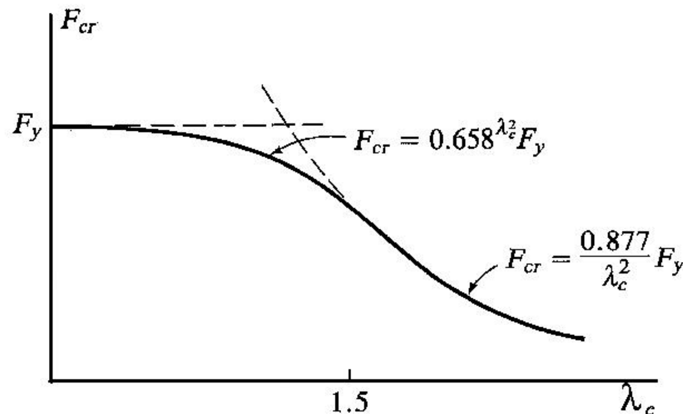
សម្រាប់ $\lambda_c \le 1.5$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y \qquad \text{(AISC Equation E2-2)}$$

សម្រាប់ $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \qquad \text{(AISC Equation E2-3)}$$

តម្រូវការទាំងនេះត្រូវបានបង្ហាញជាលក្ខណៈក្រាភិចនៅក្នុង*រូបទី ៤.៨*។



AISC Equation E2-2 និង E2-3 ត្រូវបានសង្ខេបពីសមីការចំនួន ៥ ដែលមាន λ_c ៥ លំដាប់ (Galambos, 1988) ។ សមីការទាំងនេះឈរលើការពិសោធ និងទ្រឹស្តីដែលគិតបញ្ចូលនូវ residual stress និង initial out-of straightness ស្មើនឹង $L/1500$, ដែល L ជាប្រវែងអង្កត់ ។

AISC ស្នើនូវផលធៀបភាពរលាស់អតិបរមា (maximum slenderness ration) KL/r ស្មើនឹង 200 សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់។ ទោះបីជាមានការកំណត់តែមួយក៏ដោយ តែនៅក្នុងការអនុវត្តន៍គេអាចយកផលធៀបកំណត់ធំជាងនេះ ដោយសារសសរដែលមានលក្ខណៈស្រាវជាង និងមានរេស៊ីស្តង់តូច ហើយវានឹងមិនមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច។

ឧទាហរណ៍៤.២: *កំណត់រេស៊ីស្តង់សង្កត់គណនារបស់* $W360\times1.08$ *ដែលមានប្រវែង* 6m *និងមានទម្រ* pinned *។ ប្រើដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ: *Slenderness ratio*:

តម្លៃអតិបរមារបស់ $\frac{KL}{r}=\frac{KL}{r_y}=\frac{1.0(6000)}{63}=95.24<200$ *(OK)*

$$\lambda_c=\frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}=\frac{95.24}{\pi}\sqrt{\frac{250}{200000}}=1.072$$

សម្រាប់ $\lambda_c<1.5$

$$F_{cr}=(0.658)^{\lambda_c^2}F_y=(0.658)^{1.072^2}(250)=154.5MPa$$

$$P_n=A_gF_{cr}=14100\times154.5\times10^{-3}=2177kN$$

$$\phi_cP_n=0.85\times2177=1850kN$$

ចម្លើយ: *រេស៊ីស្តង់សង្កត់គណនា (design compressive strength)* $=1850kN$ *។*

នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.២, ដោយ $r_y<r_x$ នោះវានឹងមានរេស៊ីស្តង់ធំជាងតាមទិស x ។ ដែកទីបជ្រុងមុខកាត់ការ៉េ ជាមុខកាត់ដែលមានប្រសិទ្ធភាពជាងគេសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ ដោយសារ $r_y=r_x$ នោះរេស៊ីស្តង់របស់វានឹងស្មើគ្នាទាំងពីរទិស។ ពេលខ្លះដែកទីបមូលប្រហោងក៏ត្រូវបានប្រើជាអង្គត់រងការសង្កត់សម្រាប់មូលហេតុដូចគ្នា។

រូបរាងនៃការបាក់ដែលបានពិចារណាឃើរមកហើយគឺសំដៅទៅលើការកោងដោយការពត់ (flexural buckling) ដូចអង្គត់រងការពត់ នៅពេលដែលវាគ្មានស្ថេរភាព។ សម្រាប់មុខកាត់ខ្លះ អង្គត់នឹងបាក់ដោយរមួល (twisting) គឺកោងដោយរមួល (torsional buckling) ឬដោយបន្សំនៃ twisting និង bending (flexural-torsional buckling)។ យើងនឹងពិចារណាវានៅក្នុងផ្នែកទី ៤.៦។

ស្ថិរភាពដោយតំបន់ Local Stability

រសុីស្តង់ដែលត្រូវគ្នានឹង buckling mode មិនអាចនឹងកើតឡើងបានទេ ប្រសិនបើផ្នែករបស់មុខកាត់មានលក្ខណៈស្តើងពេកដែលនឹងកើតមាន local buckling ។ អស្ថេរភាពប្រភេទនេះគឺជាការកោងដោយតំបន់ ឬ wrinkle នៅតំបន់ផ្សេងៗគ្នា។ ប្រសិនបើវាកើតឡើង មុខកាត់គ្មានប្រសិទ្ធភាពពេញបានយូរ ហើយអង្គត់នឹងបាក់។ មុខកាត់រូបរាងអក្សរ I និង H ដែលមានស្លាប ឬទ្រនុងស្តើងនឹងងាយរងបាតុភូតនេះ ហើយគេគួរតែជៀសវាងក្នុងការប្រើប្រាស់វា។ ប្រសិនបើមិនដូច្នោះទេ រសុីស្តង់សង្កត់ដែលឱ្យដោយ AISC Equation E2-2 និង E2-3 ត្រូវតែកាត់បន្ថយ។ ការវាស់វែងនូវភាពងាយរងនូវបាតុភូតនេះគឺគណនាផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio) របស់ផ្នែកនៃមុខកាត់នីមួយៗ។ ផ្នែកពីរប្រភេទត្រូវបានពិចារណា : unstiffened element ដែលជ្រុងមួយតាមបណ្តោយទិសដៅបន្ទុកមិនត្រូវបាន support, និង stiffened element ដែលជ្រុងទាំងសង្ខាងរបស់វាត្រូវបាន support ។

តម្លៃកំណត់របស់ width-thickness ratio ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC B5, “Local Buckling” ដែលរូបរាងរបស់មុខកាត់ត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា compact, noncompact ឬ slender អាស្រ័យទៅតាមតម្លៃរបស់ផលធៀប។ សម្រាប់ផ្នែករងការសង្កត់ស្មើ ដូចជាអង្គត់រងកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្ស រសុីស្តង់ត្រូវបានកាត់បន្ថយប្រសិនបើរូបរាងមាន slender element ។ Width-thickness ratio ត្រូវបានឱ្យឈ្មោះសំគាល់ជាទូទៅថា λ ។ អាស្រ័យទៅនឹងផ្នែករបស់មុខកាត់ λ អាចជាផលធៀប b/t ឬ h/t_w ដែលនឹងត្រូវបានបង្ហាញនៅ ទីនេះ។ ប្រសិនបើ λ ធំជាងតម្លៃកំណត់ λ_r រូបរាងគឺ slender ហើយគេរកវិធីដើម្បីការពារ local buckling ។ (សម្រាប់រូបរាង compact និង uncompact នឹងត្រូវយកមកនិយាយក្នុងជំពូកទី៥) សម្រាប់រូបរាងអក្សរ I និង H ស្លាបរបស់វាត្រូវបានចាត់ទុកជា unstiffened element ហើយទទឹងរបស់ស្លាបអាចត្រូវបានគិតតែពាក់កណ្តាល។

ដោយប្រើ AISC notation យើងបាន:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f}$$

ដែល b_f និង t_f ជាទទឹង និងកម្រាស់របស់ស្លាប។ លីមីតខ្ពស់គឺ

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}}$$

ទ្រនុងរបស់រូបរាងអក្សរ I និង H ជា stiffened element ហើយ stiffened width គឺជាចម្ងាយចន្លោះ root របស់ស្លាប។ Width-thickness parameter គឺ

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

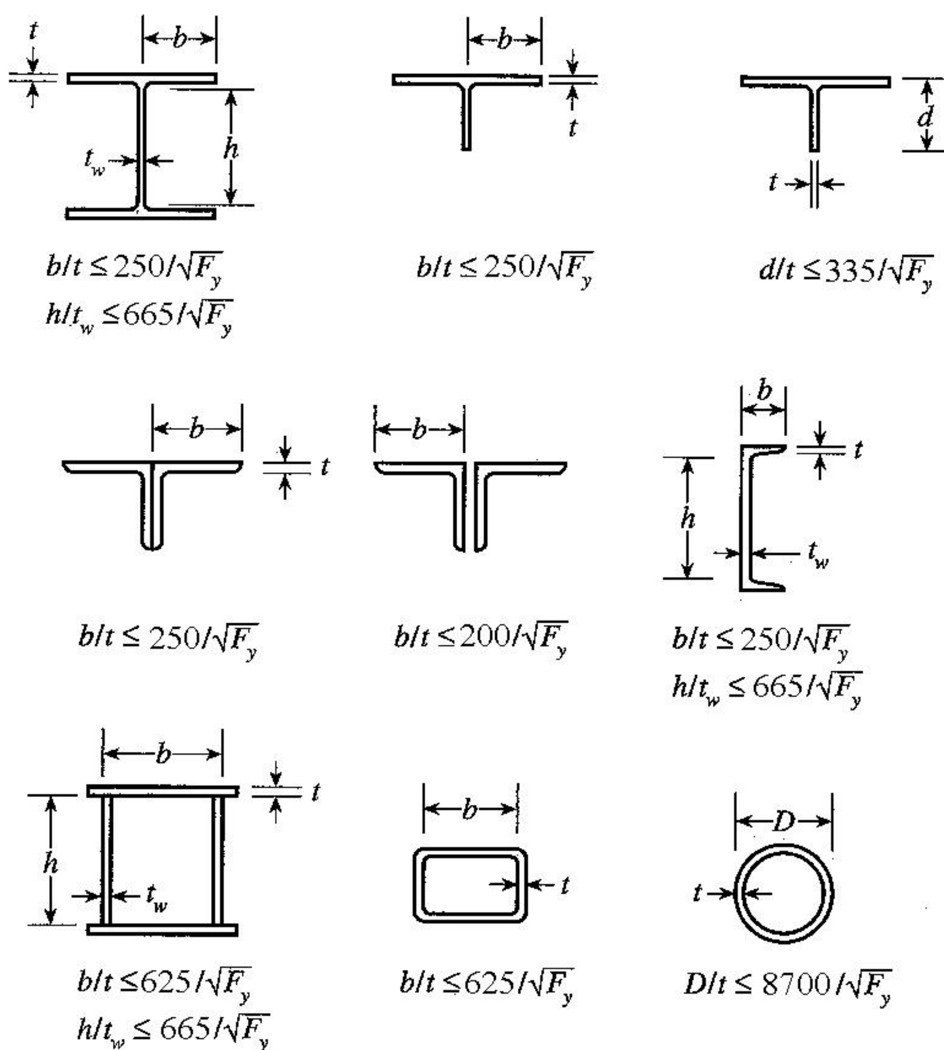
ដែល h ជាចម្ងាយចន្លោះ root របស់ស្លាប ហើយ t_w ជាទទឹងស្លាប។ លីមីតខ្ពស់បំផុតគឺ

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

តម្លៃរបស់ផលធៀប $b_f / 2t_f$ និង h / t_w ត្រូវបានរៀបចំដាក់នៅក្នុង dimension and properties tables in Part 1 of the manual ។

Stiffened element និង unstiffened element របស់រូបរាងមុខកាត់ជាច្រើនត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៤.៩* ។ ដែនកំណត់ λ_r ដែលបានមកពី AISC B5 ត្រូវបានឱ្យសម្រាប់ករណីនីមួយៗ ។

FIGURE 4.9



ឧទាហរណ៍ ៤.៣: *អង្កេតសសរនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.២ សម្រាប់ local buckling ។*

ដំណោះស្រាយ: *សម្រាប់* $W360\times1.08$, $b_f = 256mm$, $t_f = 19.9mm$, និង

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{256}{2\times19.9} = 6.43$$

តម្លៃនៃ $b_f / 2t_f$ *ក៏ត្រូវបានដាក់នៅក្នុង properties table ។*

$$\frac{250}{\sqrt{250}} = 15.8 > 6.43 \quad (OK)$$

$$\frac{h}{t_w} = 25.3 \qquad \text{(ពី properties table)}$$

$$\frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42 > 25.3 \quad (OK)$$

ចម្លើយ: *Local instability មិនមានបញ្ហា ។*

គេក៏អនុញ្ញាតឱ្យប្រើរូបរាងមុខកាត់ដែលមិនបំពេញតម្រូវការ width-thickness ration ផងដែរ ក៏ប៉ុន្តែអង្កត់បែបនោះមិនត្រូវបានអនុញ្ញាតឱ្យទ្របន្ទុកធ្ងន់ៗដូចរូបរាងមុខកាត់ដែលបំពេញលក្ខខណ្ឌទេ។ ម្យ៉ាងវិញទៀត design strength ក៏អាចត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយសារតែ local buckling ។ ដំណើរការទូទៅក្នុងការអង្កេតមានដូចខាងក្រោម ។

- ប្រសិនបើ width-thickness ration λ ធំជាង λ_r យោងតាម Appendix B of the Specification និងគណនាមេគុណកាត់បន្ថយ (reduction factor) Q ។
- គណនា λ_c ដូចធម្មតា: $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$
- ប្រសិនបើ $Q\lambda_c \le 1.5$, $F_{cr} = Q\left(0.658^{Q\lambda_c^2}\right)F_y$ (AISC Eq. A-B5-15)
- ប្រសិនបើ $Q\lambda_c > 1.5$, $F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right]F_y$ (AISC Eq. A-B5-16)
- Design strength គឺ $\phi_c P_n = 0.85 A_g F_{cr}$

ក្នុងករណីជាច្រើនគេអាចរក rolled shape ដែលបំពេញតម្រូវការ width-thickness ratio ដូចនេះគេមិនចាំបាច់ធ្វើនូវដំណើរនៃការគណនានេះទេ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងពិចារណាតែអង្កត់រងការសង្កត់ដែលមាន $\lambda < \lambda_r$ ប៉ុណ្ណោះ ។

តារាងសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ Tables for Compression Members

Manual មានតារាងដែលមានប្រយោជន៍ជាច្រើនសម្រាប់ការវិភាគ និងការគណនា។ សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ដែល strength របស់វាលុបដោយ flexural buckling (ប្រភេទដែលបានពិចារណាកន្លងមក), តារាង 3-36, 3-50 និង 4 នៅក្នុង Numerical Value section របស់ Specification និង column load table នៅក្នុង part 3 របស់ Manual, "Column Design," មានប្រយោជន៍ជាងគេ។ តារាង 3-36 ឱ្យនូវតម្លៃ $\phi_c F_{cr}$ ជាអនុគមន៍នៃ KL/r សម្រាប់ $F_y = 36ksi = 250MPa$ ។ តារាង 3-50 សម្រាប់ $F_y = 50ksi = 350MPa$ និង តារាង 4 ឱ្យ $\phi_c F_{cr}/F_y$ ជាអនុគមន៍នៃ λ_c ។ (គ្រប់ Manual table ទាំងអស់សម្រាប់ $F_y = 50ksi$ $= 350MPa$ ខុសពីតារាងសម្រាប់ $F_y = 36ksi = 250MPa$ ដោយការផាត់ពណ៌ប្រផេះ)។ Column load table ឱ្យ design strength របស់រូបរាងដែលជ្រើសរើសសម្រាប់តម្លៃប្រវែងប្រសិទ្ធភាព (effective length) ជាច្រើន។ តារាង 3-36 និង 3-50 បញ្ចប់ដោយលីមីតខ្ពស់បំផុត $KL/r = 200$ ហើយ column load table រួម បញ្ចូលតម្លៃ KL ដែលត្រូវគ្នានឹង $KL/r = 200$ ។ ការប្រើប្រាស់នូវតារាងនីមួយៗត្រូវបានបង្ហាញនៅ ក្នុងឧទាហរណ៍ខាងក្រោម។

ឧទាហរណ៍ ៤.៤: *គណនា design strength របស់អង្គត់រងការសង្កត់របស់* W14×74 *ដែលមានប្រវែង 20 ft និងមានទម្រ pinned វនៅចុងសង្ខាង ដោយប្រើ (1) Table 3-36 (2) Table 4 និង (3) column load table ។ ប្រើដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ:

Slenderness ratio:

$$\text{តម្លៃអតិបរមា } \frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(20\times 12)}{2.48} = 96.77 < 200 \qquad (OK)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{96.77}{\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}} = 1.085$$

(1) សម្រាប់ $F_y = 36ksi$, យើងប្រើ Table 3-36 ។

តម្លៃរបស់ $\phi_c F_{cr}$ ត្រូវបានឱ្យសម្រាប់តម្លៃ KL/r គត់, សម្រាប់តម្លៃ KL/r ទសភាគ យើងអាចធ្វើការរំកិលខ្សែរសឡើង (rounded up) ឬធ្វើ linear interpolation ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះយើងនឹងប្រើ linear interpolation សម្រាប់គ្រប់តារាងទាំងអស់លើកលែងតែមានការបង្ហាញប្រាប់។ សម្រាប់ $KL/r = 96.77$

$$\phi_c F_{cr} = 18.69ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = A_g(\phi_c F_{cr}) = 21.8(18.69) = 407kips$$

(2) ពី Table 4 សម្រាប់ $\lambda_c = 1.085$ *យើងបាន*

$$\phi_c \frac{F_{cr}}{F_y} = 0.519$$

$$\phi_c P_n = A_g \left(\phi_c \frac{F_{cr}}{F_y} \right) F_y = 21.8(0.519)(36) = 407 kips$$

(3) Column load table in Part 3 of the Manual ឱ្យ design strength សម្រាប់មុខកាត់រូបរាង W, HP, pipe, tube, double-angle, WT និង single-angle ។ តម្លៃនៅក្នុងតារាងសម្រាប់រូបរាងស៊ីមេទ្រី (W, HP, pipe និង tube) ត្រូវបានគណនាដោយប្រើ radius of gyration សម្រាប់រូបរាងនីមួយៗ ។ សម្រាប់ឧទាហរណ៍នេះ $k = 1.0$ *ដូចនេះ*

$$KL = 1.0(20) = 20\, ft$$

សម្រាប់ $W14 \times 74$ *, ដែក A36 និង* $KL = 20\, ft$ *យើងទទួលបាន*

$$\phi_c P_n = 407 kips \text{ ។}$$

តម្លៃដែលបានពី Table 3-36, 3-50 និង 4 គឺឈរលើ flexural buckling និង AISC Equation E2-2 និង E2-3 ។ ដូចនេះ local stability ត្រូវបានសន្មត់ ហើយ width-thickness ratio នឹងមិនធំជាងតម្លៃកំណត់ឡើយ ។ Design strength នៅក្នុង column load table បានគិតបញ្ចូលនៅការកាត់បន្ថយចាំបាច់នៅពេលដែល width-thickness ratio ធំជាងតម្លៃកំណត់ ។

៤.៤. ការគណនាមុខកាត់ (Design)

ការជ្រើសរើសនូវ rolled shape ដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច ដើម្បីទប់នឹងបន្ទុកសង្កត់ដែលឱ្យមានលក្ខណៈសាមញ្ញជាមួយនឹងការប្រើប្រាស់ column load tables ។ មើលតារាងជាមួយនឹង effective length ហើយរំកិលតាមទិសដេក រហូតដល់យើងរកឃើញនូវ design strength ដែលយើងចង់បាន (ឬមានតម្លៃធំជាងបន្តិចបន្តួច) ។ ក្នុងករណីខ្លះ យើងត្រូវបន្តរករហូតដល់យើងអាចរកបានរូបរាងដែលមានទម្ងន់ស្រាលជាងគេ ។ ជាទូទៅរូបរាង (W, WT, etc) ត្រូវបានគេធ្វើការសំរេចមុនគេ ។ ជារឿយៗ ទំហំ និងរូបរាងរបស់មុខកាត់ត្រូវបានដឹងមុន ដោយតម្រូវការស្ថាបត្យកម្ម និងតម្រូវការដទៃទៀត ។ ដូចដែលបានបង្ហាញពីខាងដើម គ្រប់តម្លៃដែលមាននៅក្នុងតារាងត្រូវគ្នានឹង slenderness ratio តូចជាងឬស្មើនឹង 200 ។ រូបរាងអត់ស៊ីមេទ្រី (structural tees and the single and double-angles) ត្រូវការនូវការពិចារណាពិសេសដែលនឹងមានបក

ស្រាយនៅក្នុងផ្នែក ៤.៦ ។

ឧទាហរណ៍ ៤.៥: *អង្កត់រងការសង្កត់ទ្រទ្រង់ service dead load $165kips = 734kN$* និង *service live load $535kips = 2380kN$ ។ អង្កត់នេះមានប្រវែង $26\,ft = 7925mm$ ហើយមានទម្រ pinned សង្ខាង ។ ប្រើដែក A36 និងរើសរូបរាង W14 ។*

ដំណោះស្រាយ: *គណនាបន្ទុកមេគុណ (factored load):*

$$P_u = 1.2\times165 + 1.6\times535 = 1054kips \text{ ឬ } 4689kN$$

ដូចនេះ required design strength $\phi_c P_n = 1054kips$

ពី column load table សម្រាប់ $KL = 26\,ft$, $W14\times176$ មាន design strength $\phi_c P_n = 1150kips$

ចម្លើយ: *ប្រើ $W14\times176$ ។*

ឧទាហរណ៍ ៤.៦: *ជ្រើសរើសរូបរាង W ដែលមានទម្ងន់ស្រាលជាងគេបំផុតដែលអាចទ្រទ្រង់បន្ទុកសង្កត់មេគុណ $P_u = 190kips = 845kN$ ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពគឺ $24\,ft = 7315m$ ។ ប្រើដែក ASTM A572 Grade 50 ។*

ដំណោះស្រាយ: *វិធីដ៏សមរម្យនៅទីនេះគឺដំបូងយើងរើសរូបរាងដែលស្រាលជាងគេនៅក្នុង nominal size នីមួយៗ ហើយបន្ទាប់មកទើបរើសរូបរាងដែលស្រាលជាងគេលើរូបរាងទាំងអស់ ។ ជម្រើសមានដូចខាងក្រោម:*

W4 , W5 និង W6 : គ្មានរូបរាងណាមួយនៅក្នុងតារាងដែលអាចយកបាន

$W8$: $W8\times58$, $\phi_c P_n = 194kips$

$W10$: $W10\times49$, $\phi_c P_n = 239kips$

$W12$: $W12\times53$, $\phi_c P_n = 247kips$

$W14$: $W14\times61$, $\phi_c P_n = 276kips$

ចំណាំថា load capacity មិនសមាមាត្រនឹងទម្ងន់ទេ (ឬក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ទេ) ។ ទោះបីជា $W8\times58$ មាន design strength តូចជាងគេក្នុងចំណោមជម្រើសទាំងបួន តែវាមានទម្ងន់ធ្ងន់ជាងគេបន្ទាប់ $W14\times61$ ។

ចម្លើយ: *ប្រើ $W10\times49$ ។*

សម្រាប់រូបរាងដែលគ្មាននៅក្នុង column load table, គេត្រូវប្រើ trial-and-error approach ។ ដំណើរការទូទៅគឺសន្មត់រូបរាង បន្ទាប់មកគណនា design strength របស់វា។ ប្រសិនបើរេស៊ីស្តង់តូចពេក (គ្មានសុវត្ថិភាព) ឬធំពេក (គ្មានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច) គេត្រូវធ្វើការសាកល្បងផ្សេងទៀត ។ វិធីសាស្ត្រក្នុងការធ្វើ trial selection មានដូចខាងក្រោម:

1. សន្មត់តម្លៃសម្រាប់ critical buckling stress F_{cr} ។ ការពិនិត្យ AISC equation E2-2 និង E2-3 បង្ហាញថាតម្លៃ F_{cr} អតិបរមាតាមទ្រឹស្តីជា yield stress F_y ។
2. ពីតម្រូវការគឺ $\phi_c P_n \ge P_u$, យក

   $\phi_c A_g F_{cr} \ge P_u$ នោះ $A_g \ge \dfrac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$
3. ជ្រើសរើសរូបរាងដែលត្រូវគ្នានឹងក្រឡាផ្ទៃចាំបាច់ ។
4. គណនា F_{cr} និង $\phi_c P_n$ សម្រាប់រូបរាងសាកល្បង ។
5. ធ្វើការកែតម្រូវឡើងវិញប្រសិនបើចាំបាច់ ។ ប្រសិនបើ design strength មានតម្លៃក្បែរតម្លៃត្រូវការ ទំហំដែលមាននៅក្នុងតារាងបន្ទាប់អាចត្រូវបានសាកល្បង ។ ប្រសិនបើមិនដូច្នោះទេ ធ្វើការគណនាឡើងវិញទាំងស្រុង ។ ប្រើតម្លៃ F_{cr} ដែលរកឃើញសម្រាប់តម្លៃសាកល្បងជាតម្លៃសម្រាប់ជំហានទី 1. ។
6. ត្រួតពិនិត្យ local stability (ត្រួតពិនិត្យ width-thickness ration) ។ កែតម្រូវឡើងវិញប្រសិនបើចាំបាច់ ។

ឧទាហរណ៍ ៤.៧: *ជ្រើសរើសរូបរាង $W460$ របស់ដែក A36 ដែលអាចទ្រទ្រង់បន្ទុកមេគុណ (factored load) $4688kN$ ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពគឺ $7925mm$ ។*

ដំណោះស្រាយ: *សាកល្បង $F_{cr} = 165.5kN$ (ពីរភាគបីនៃ F_y):*

$$Required\ A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{4688\cdot 10^3}{0.85\times 165.5} = 33.325\cdot 10^{-3} m^2$$

សាកល្បង $W460\times 2.8$

$$A_g = 36.39\cdot 10^{-3} m^2 > 33.325\cdot 10^{-3} m^2$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{7925}{70.9} = 111.8 < 200\ (OK)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{111.8}{\pi}\sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.258 < 1.5$$

ប្រើ AISC Equation E2-2

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right)F_y = (0.658)^{(1.258)^2}(250) = 128.9MPa$$

$$\phi_c P_n = 0.85 A_g F_{cr} = 0.85\times 36.39\cdot 10^{-3}\times 128.9\cdot 10^3 = 3987kN < 4688kN \quad (N.G)$$

សាកល្បង $F_{cr} = 128.9MPa$ *(តម្លៃដែលទើបនឹងបានពីការគណនាសម្រាប់* $W460\times2.8$ *)*

$$Required\ \ A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{4688\cdot10^3}{0.85\times128.9} = 42.787\cdot10^{-3}m^2$$

សាកល្បង $W460\times3.41$

$$A_g = 44.39\cdot10^{-3}m^2 > 42.787\cdot10^{-3}m^2$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{7925}{72.4} = 109.5 < 200\ \ (OK)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{109.5}{\pi}\sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.232 < 1.5$$

ប្រើ AISC Equation E2-2

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right)F_y = (0.658)^{(1.232)^2}(250) = 132.45MPa$$

$$\phi_c P_n = 0.85 A_g F_{cr} = 0.85\times44.39\cdot10^{-3}\times132.45\cdot10^3 = 4997.5kN > 4688kN\ \ (O.K)$$

ដោយសាររូបរាងនេះមិនមាននៅក្នុង column load table ដូចនេះគេត្រូវការត្រួតពិនិត្យ width-thickness ration

$$\frac{b_f}{2t_f} = 2.8 < \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.8 \qquad (O.K)$$

$$\frac{h}{t_w} = 13.8 < \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.2 \qquad (O.K)$$

ចម្លើយ: *ប្រើដែក* $W460\times3.41$

ប្រសិនបើគេប្រើ table 3-36 ឬ table 3-50 តម្លៃសាកល្បងរបស់ $\phi_c F_{cr}$ មានលក្ខណៈងាយស្រួលក្នុងការប្រើនៅក្នុងសមីការ

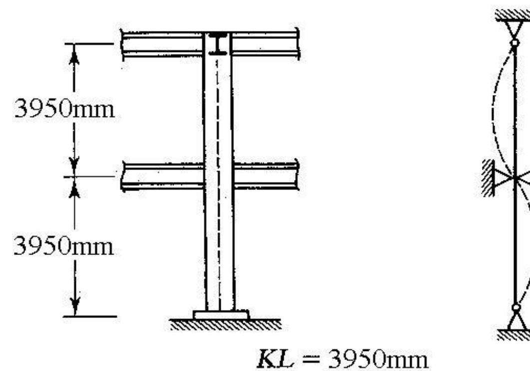
$$\text{Required}\ \ A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$$

៤.៩. សេចក្តីបន្ថែមសម្រាប់ប្រវែងប្រសិទ្ធភាព (More on Effective Length)

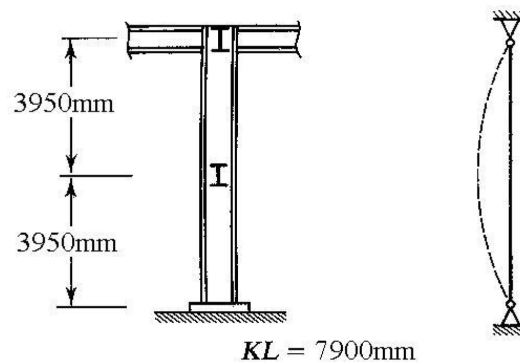
នៅក្នុងផ្នែក ៤.២ “column theory” បានណែនាំពីប្រវែងប្រសិទ្ធភាព។ គ្រប់ងអង្គត់រងការសង្កត់ទាំងត្រូវបានគិតជាទម្រ pinned ដោយមិនគិតពីលក្ខខណ្ឌចុងទម្រពិតប្រាកដ ដែលនឹងធ្វើឱ្យប្រវែងប្រសិទ្ធភាព *KL* មានតម្លៃខុសពីប្រវែងពិតប្រាកដ។ ជាមួយនឹងការកែប្រែនេះ load capacity របស់អង្គត់រងការសង្កត់ជាអនុគមន៍តែនឹង slenderness parameter λ_c ។ នៅពេលដែលគេស្គាល់លក្ខណៈរបស់សម្ភារ: វាជាអនុគមន៍ទៅ

នឹង slenderness ration KL ។

FIGURE 4.10



(a) Minor Axis Buckling



(b) Major Axis Buckling

ប្រសិនបើអង្គត់រងការសង្កត់មានទម្រផ្សេងគ្នានៅលើអ័ក្សមេរបស់វា នោះវានឹងមានប្រវែងប្រសិទ្ធភាពផ្សេងគ្នានៅលើអ័ក្សទាំងពីរ។ នៅក្នុង*រូបទី ៤.១០* W -shape ត្រូវបានប្រើជាសសរ ហើយនៅផ្នែកខាងលើវាត្រូវបានពង្រឹងដោយអង្គត់ដេកនៅលើទិសទាំងពីរដែលកែងគ្នា។ អង្គត់ទាំងនេះការពារការរំកិលរបស់សសរគ្រប់ទិសដៅ តែការលំអិតរបស់សសរមិនត្រូវបានបង្ហាញដែលអនុញ្ញាតឱ្យការវិលតិចតួចកើតមាន។ ក្រោមលក្ខ-ខណ្ឌនេះ អង្គត់អាចនឹងត្រូវបានគិតជាទម្រ pinned នៅផ្នែកខាងលើ។ សម្រាប់មូលហេតុដូចគ្នា តំណដើម្បីទ្រទម្រនៅខាងក្រោមក៏អាចគិតជាតំណ pinned ដែរ។ ជាទូទៅ គេពិបាកនឹងទទួល លក្ខខណ្ឌ rigid ឬ fixed ណាស់ លុះត្រាតែគេដាក់លក្ខខណ្ឌពិសេស។ តំណធម្មតា ជាទូទៅខិតទៅរកតំណ hinge ឬ pinned ។ នៅត្រង់ពាក់កណ្ដាលកម្ពស់សសរត្រូវបានពង្រឹងតែតាមទិសមួយ។ តំណការពារតែការរំកិល តែវាមិនទប់ការវិលទេ។ ការពង្រឹងនេះការពារការរំកិលតាមអ័ក្សខ្សោយរបស់មុខកាត់ ប៉ុន្តែមិនបានទប់ការរំកិលទិសខ្លាំងទេ។ ដូចបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.១០* ប្រសិនបើអង្គត់កោងតាមអ័ក្សខ្លាំង ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពរបស់វាគឺ $7.9m$ ប៉ុន្តែការកោងតាមទិសខ្សោយអាចកោងក្នុងរូបរាង second buckling mode ត្រូវគ្នានឹងប្រវែងប្រសិទ្ធភាព $3.95m$ ។ ដោយ

សារវេស៊ីស្តង់របស់វាច្រាសសមាមាត្រទៅនឹងការវៃនៃ slenderness ratio សសរនឹងកោងក្នុងទិសដៅ ដែលមាន slenderness ration ធំជាងគេ ដូចនេះគេត្រូវប្រៀបធៀប K_xL/r_x ជាមួយនឹង K_yL/r_y ។ នៅក្នុង*រូបទី ៤.១០* ផលធៀប $7900/r_x$ ត្រូវបានប្រៀបធៀបជាមួយនឹង $3950/r_y$ (ដែល r_x និង r_y គិតជា mm) ហើយ ផលធៀបដែលមានតម្លៃធំជាងគេត្រូវបានប្រើសម្រាប់កំណត់ nominal axial compressive strength P_n ។

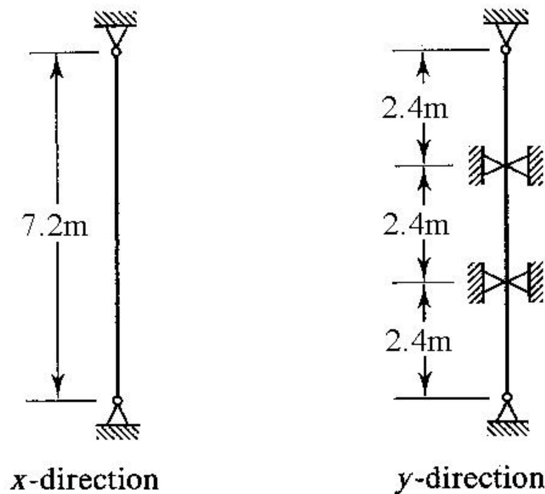
ឧទាហរណ៍៤.៨: *ដែក $W300\times0.95$ មានប្រវែង $7.2m$ ត្រូវបានទ្រដោយទម្រ pinned សង្ខាង ហើយទប់តាមទិស ខ្សោយត្រង់ចំណុចមួយភាគបី ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៤.១១ ។ ប្រើដែក A36 កំណត់ design compressive strength ។*

ដំណោះស្រាយ:

$$\frac{K_xL}{r_x}=\frac{7200}{134.1}=53.7$$

$$\frac{K_yL}{r_y}=\frac{2400}{76.7}=31.3$$

K_xL/r_x *មានតម្លៃធំជាង ដូចនេះវាមានលក្ខណ:លុប ។ ពី table 3-36 ជាមួយនឹង* $KL/r=53.7$



$$\phi_cF_{cr}=26.29ksi=26.29\times6.895=181.3MPa$$

$$\phi_cP_n=A_g(\phi_cF_{cr})=12.32\cdot10^3\times181.3\cdot10^{-3}=2233.6kN$$

ចម្លើយ: *Design strength* $=2233.6kN$

Design strength ដែលឱ្យនៅក្នុង column load table គឺឈរលើប្រវែងប្រសិទ្ធភាពតាមអ័ក្ស y ។ ដំណើរការសម្រាប់ប្រើប្រាស់តារាងនេះជាមួយនឹង K_xL អាចធ្វើទៅបានដោយដឹងពីដើមហេតុដែលគេទទួលបានតម្លៃនៅក្នុងតារាងនេះ។ ដោយចាប់ផ្តើមជាមួយនឹងតម្លៃ KL គេនឹងទទួលបាន $\phi_c P_n$ ដោយដំណើរការស្រដៀងគ្នានឹងដំណើរការខាងក្រោម:

- KL ត្រូវបានចែកដោយ r_y ដើម្បីទទួលបាន KL/r_y ។
- គណនា slenderness parameter $\lambda_c = \frac{KL}{r_y \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$
- គណនា F_{cr}
- គណនា design strength $\phi_c P_n = 0.85 A_g F_{cr}$

ដូចនេះរស៊េស្តង់ដែលបានរៀបជាតារាងគឺឈរលើតម្លៃរបស់ KL ដែលស្មើនឹង K_yL ។ ប្រសិនបើលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ធៀបនឹងទិសដៅ x គេអាចប្រើតារាងដោយជំនួស

$$KL = \frac{K_xL}{r_x / r_y}$$

នោះបន្ទុកដែលនៅក្នុងតារាងនឹងឈរលើ

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{K_xL/(r_x/r_y)}{r_y} = \frac{K_xL}{r_x}$$

ផលធៀប $\frac{r_x}{r_y}$ ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង column load table សម្រាប់រូបរាងនីមួយៗ។

ឧទាហរណ៍ ៤.៩: *អង្កត់រងការសង្កត់ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.១២ មានទម្រ pinned សង្ខាងហើយនៅត្រូវបានទប់តាមទិសនៅពាក់កណ្តាលកម្ពស់សសរ។ Service load គឺ 400Kips ដែលបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរមានតម្លៃស្មើគ្នា។ ជ្រើសរើស W-Shape ដែលមានទម្ងន់ស្រាលជាងគេ។*

ដំណោះស្រាយ: *Factored load* $= P_u = 1.2\times 200 + 1.6\times 200 = 560kips$

ដោយសន្មត់ថាទិសដៅខ្សោយលុប ហើយពិនិត្យមើលក្នុង column load table ជាមួយនឹង $KL = 9\,feet$ *។ ចាប់ផ្តើមជាមួយនឹងរូបរាងតូចជាងគេ ដំបូងយើងរកបានរូបរាង* $W10\times 77$ *ជាមួយនឹង design strength* $632kips$ *។*

ត្រួតពិនិត្យអ័ក្សខ្លាំង

$$\frac{K_xL}{r_x/r_y} = \frac{18}{1.73} = 10.40\,ft > 9\,ft$$

$K_x L$ មានលក្ខណៈលុបសម្រាប់រូបរាងនេះ

មើលតារាងជាមួយ $KL = 10.4\,feet$ ។ $W10 \times 77$ នៅតែជារូបរាងស្រាលជាងគេសម្រាប់ W10 ជាមួយនឹង design strength 612kips (ក្រោយពេលធ្វើ interpolation) ។

បន្តអង្កេតលើ $W12 \times 72$:

$$\frac{K_x L}{r_x / r_y} = \frac{18}{1.75} = 10.3\,ft > 9\,ft$$

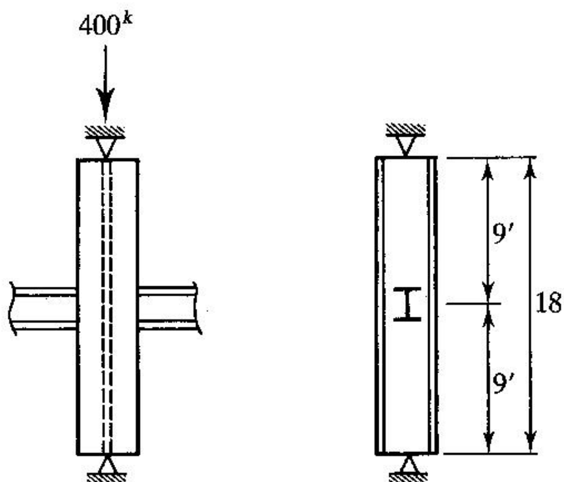
$K_x L$ នៅតែលុប ហើយមាន design strength 592kips ។

កំណត់រូបរាងដែកស្រាលជាងគេសម្រាប់ W14 ។ រូបរាងដែលស្រាលជាងគេគឺ $W14 \times 74$ តែវាធ្ងន់ជាងរូបរាងដែលបានរកពីលើកមុន ។

ចម្លើយ: ប្រើដែក $W12 \times 72$

គ្រប់ពេលទាំងអស់ដែលអាចធ្វើទៅបាន អ្នកគណនាគួរតែបន្ថែមទម្រសម្រាប់ទិសដៅខ្សោយរបស់សសរ ។ ប្រសិនបើមិនដូចនោះទេ អង្គត់នឹងគ្មានប្រសិទ្ធភាពៈ វាមានរេស៊ីស្តង់ធំតែមួយទិស ។ នៅពេល $K_x L$ មានតម្លៃខុសគ្នាពី $K_y L$ នោះ $K_y L$ នឹងលុប លើកលែងតែ r_x / r_y តូចជាង $K_x L / K_y L$ ។ នៅពេលផលធៀបទាំងពីរស្មើគ្នា សសរនឹងមានរេស៊ីស្តង់ស្មើគ្នាក្នុងទិសដៅទាំងពីរ ។ សម្រាប់ W-shape នៅក្នុង column load table r_x / r_y ស្ថិតនៅចន្លោះ 1.6 និង 1.8 លើកលែងសម្រាប់រូបរាងដែលស្រាលជាងខ្លះ ។

FIGURE 4.12



ឧទាហរណ៍ ៤.១០: សសរដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.១៣ ទ្រទ្រង់ factored axial load 840Kips ។ ប្រើដែក A36 ហើយជ្រើសរើស W-Shape ។

ដំណោះស្រាយ: $K_xL = 20\,ft$ និងតម្លៃអតិបរមារបស់ $K_yL = 8\,ft$

ប្រវែងប្រសិទ្ធភាព K_xL មានលក្ខណៈលុបនៅពេលដែល

$$\frac{K_xL}{r_x / r_y} > K_yL$$

ឬក៏នៅពេលដែល

$$\frac{K_xL}{r_x / r_y} > K_yL \quad K_xL > \left(\frac{r_x}{r_y}\right)(K_yL)$$

ក្នុងករណីនេះ

$$\frac{K_xL}{k_yL} = \frac{20}{8} = 2.5 \qquad \text{ឬ} \qquad k_xL = 2.5K_yL$$

ដោយសារ K_xL មានតម្លៃធំជាង K_yL ឆ្ងាយ នោះ K_xL ប្រហែលជានឹងលុប ។ មូលហេតុគឺថាតម្លៃ r_x / r_y ដែលមាននៅក្នុងតារាងភាគច្រើនមានតម្លៃតូចជាង 2.5 ដូចនេះ $k_xL = 2.5K_yL$ ទំនងជានឹងធំជាង $(r_x / r_y)K_yL$ ។ សាកល្បង $r_x / r_y = 1.7$ ៖

$$\frac{K_xL}{r_x / r_y} = \frac{20}{1.7} = 11.76 > K_yL$$

រំកិលលទ្ធផលឱ្យទៅជា $KL = 12\,ft$ ហើយពិនិត្យមើលនៅក្នុង column load table ។ សាកល្បង $W10 \times 112$ ($\phi_c P_n = 865 kips$)៖

$$\text{តម្លៃពិតប្រាកដ } \frac{K_xL}{r_x / r_y} = \frac{20}{1.74} = 11.5\,ft < 12\,ft$$

$\phi_c P_n > 840 kips$ ដែលត្រូវការ

(ដោយធ្វើ interpolation $\phi_c P_n = 876 kips$ ត្រួតពិនិត្យ $W12 \times 106$

$$\frac{K_xL}{r_x / r_y} = \frac{20}{1.76} = 11.4\,ft$$

សម្រាប់ $KL = 12\,ft$

$$\phi_c P_n = 853 kips > 840\,ft \qquad \text{(OK)}$$

អង្កេតរូបរាង W14 ។ សម្រាប់ $r_x / r_y = 1.7$ (ផលធៀបប្រហែលសម្រាប់គ្រប់ករណីដែលអាចកើតមាន)

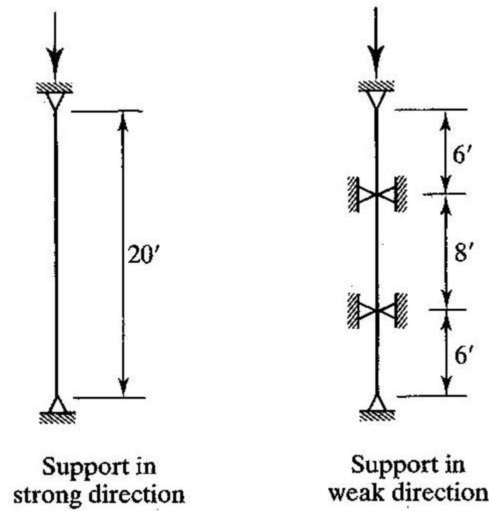
$$\frac{K_xL}{r_x / r_y} = \frac{20}{1.7} = 11.76\,ft > K_yL = 8\,ft$$

សម្រាប់ $KL = 12\,ft$, $W14 \times 109$ ដែលមានលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ 905kips ជារូបរាងដែលស្រាលជាងសម្រាប់

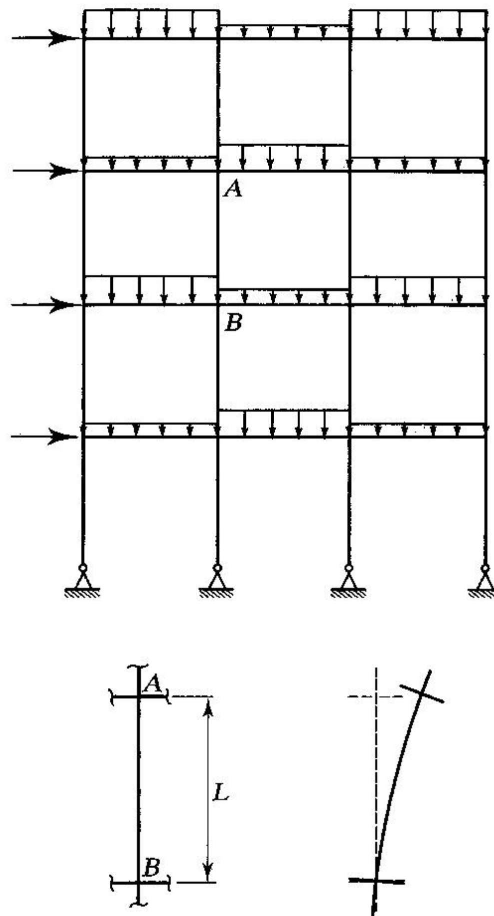
W14 ។ ប្រវែង 12 ft ជាតម្លៃដែលមានលក្ខណៈសន្សំសំចៃនៃប្រវែងប្រសិទ្ធភាពពិតប្រាកដ រូបរាងនេះគឺគ្រប់គ្រាន់ ។

ចម្លើយ: *ប្រើ* W12×106 *(ស្រាលជាងគេក្នុងចំណោមបីរូបរាងដែលបានសិក្សា)*

■ FIGURE 4.13



■ FIGURE 4.14



សម្រាប់សសរដាច់ដោយឡែក (isolated column) ដែលមិនមែនជាផ្នែករបស់គ្រោងជាប់ (continuous frame), Table C-C2.1 នៅក្នុង Commentary to the specification មានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ជាទូទៅ។ តែសម្រាប់គ្រោងរឹង (rigid frame) នៅក្នុង*រូបទី ៤.១៤*។ សសរនៅក្នុងគ្រោងនេះមិនមានលក្ខណៈឯករាជ្យ តែវាជាផ្នែករបស់រចនាសម្ព័ន្ធជាប់។ លើកលែងសម្រាប់សសរដែលនៅជាន់ក្រោមសសរត្រូវបានទប់នៅចុងសង្ខាងរបស់វា ដោយធ្នឹមនឹងសសរដទៃទៀត។ គ្រោងនេះក៏ជា unbraced frame មានន័យថាគ្រោងអាចមានបំលាស់ទីតាមទិសដេក ហើយសសរទាំងអស់រងនូវ sidesway។ ប្រសិនបើគេប្រើ Table C-C2.1 សម្រាប់គ្រោងនេះ សសរជាន់ក្រោមគេមានលក្ខខណ្ឌប្រហាក់ប្រហែលនឹងលក្ខខណ្ឌ (f) ហើយតម្លៃរបស់ $K = 0$ អាចត្រូវបានប្រើ។ សម្រាប់សសរដែលដូចសសរ AB តម្លៃរបស់ $K = 1.2$ ដែលត្រូវគ្នានឹងលក្ខខណ្ឌ (c) អាចត្រូវបានជ្រើសរើស។ តែដំណើរការដែលសមស្របជាងហ្នឹង គឺគិតអំពីកម្រិតនៃការទប់ដែលផ្តល់ឱ្យដោយតំណរបស់អង្គត់។

ការទប់នឹងការវិលដែលផ្តល់ឱ្យដោយធ្នឹម ឬរតនៅខាងចុងសសរជាអនុគមន៍ទៅនឹង rotational stiffness របស់អង្គត់ដែលប្រសព្វគ្នានៅត្រង់ចំណុចនោះ។ Rotational stiffness របស់អង្គត់ជាសមាមាត្រទៅនឹង EI/L , ដែល I ជា moment of inertia របស់មុខកាត់ធៀបនឹងអ័ក្សនៃការពត់។ Gaylord និង Stallmeyer (1992) បានបង្ហាញថាមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព K អាស្រ័យនឹងផលធៀបរបស់ column stiffness លើ girder stiffness នៅខាងចុងរបស់អង្គត់នីមួយៗ ដែលអាចសំដែងជា

$$G = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_g I_g / L_g} = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g} \qquad (4.7)$$

ដែល $\sum E_c I_c / L_c =$ ផលបូក stiffness របស់សសរទាំងអស់ដែលនៅចុងរបស់សសរដែលពិចារណា

$\sum E_g I_g / L_g =$ ផលបូក stiffness របស់រតទាំងអស់ដែលនៅចុងរបស់សសរដែលពិចារណា

$E_c = E_g = E =$ ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់គ្រឿងបង្គុំដែក

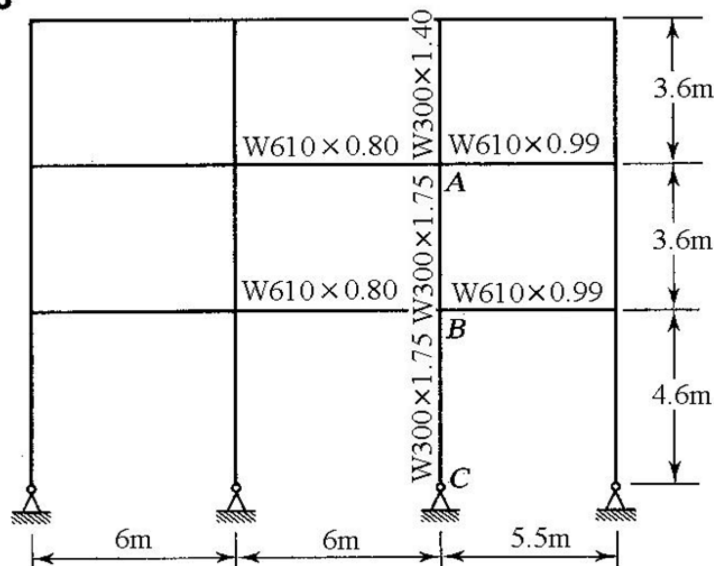
ប្រសិនបើសសរដែលស្រាវខ្លាំង (very slender column) ត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹងរតដែលមានមុខកាត់ធំនោះរតនឹងការពារការវិលរបស់សសរយ៉ាងមានប្រសិទ្ធភាព។ ចុងរបស់សសរមានលក្ខណៈ approximately fixed នោះ K នឹងមានតម្លៃតូច។ លក្ខខណ្ឌនេះត្រូវគ្នានឹងតម្លៃតូចបំផុតរបស់ G ដែលឱ្យដោយសមិការ 4.7។ ប៉ុន្តែ ចុងរបស់សសរមាំ (stiff column) ដែលភ្ជាប់ទៅនឹង flexible beam អាចនឹងផ្តល់ការវិលដោយសេរីដល់សសរ ដែលត្រូវគ្នានឹងលក្ខខណ្ឌទម្រ pinned ដែលឱ្យតម្លៃ G និង K ធំ។

ទំនាក់ទំនងរវាង G និង K ត្រូវបានដាក់នៅក្នុង Jackson-Mooreland Alignment Chart (Johnston, 1976) ដែលត្រូវបានផលិតឡើងវិញនៅក្នុង Figure C-C2.2 នៅក្នុង Commentary ។ ដើម្បី

ទទួលបានតម្លៃ K ពីរ nomogram មួយក្នុងចំណោមទាំងពីរ ដំបូងគណនាតម្លៃ G នៅចុងនីមួយៗរបស់សសរ ដោយឱ្យមួយជា G_A និងមួយទៀតជា G_B ។ ភ្ជាប់ G_A និង G_B ដោយបន្ទាត់ត្រង់ ហើយអានតម្លៃ K នៅលើបន្ទាត់កណ្តាល។ មេគុណប្រសិទ្ធភាពដែលទទួលបានជាតម្លៃដែលធៀបទៅនឹងអ័ក្សនៃការពត់ ដែលជាអ័ក្សកែងទៅនឹងប្លង់របស់គ្រោង។ ការវិភាគដាច់ដោយឡែកអាចធ្វើឡើងសម្រាប់ការកោងដែលធៀបនឹងអ័ក្សមួយទៀត។ ជាធម្មតា beam-to-column connection នៅក្នុងទិសដៅនេះនឹងមិនបញ្ជូនម៉ូម៉ង់ (sidesway ត្រូវបានការពារដោយ bracing) ហើយ K អាចនឹងយកស្មើ 1.0 ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១១: *គ្រោងរឹងដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.១៥ ជាគ្រោង unbraced frame ។ អង្គត់នីមួយៗត្រូវបានដាក់ដោយឱ្យទ្រនុងរបស់វាស្ថិតនៅក្នុងប្លង់របស់គ្រោង។ កំណត់មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព* K_x *សម្រាប់សសរ AB និង BC ។*

FIGURE 4.15



ដំណោះស្រាយ: *សសរ AB :*

សម្រាប់តំណ A

$$G=\frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_g/L_g}=\frac{347/3.6+445/3.6}{560/6+762/5.5}=\frac{220}{231.9}=0.95$$

សម្រាប់តំណ B

$$G=\frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_g/L_g}=\frac{445/3.6+445/4.6}{560/6+762/5.5}=\frac{220.3}{231.9}=0.95$$

ពី alignment chart សម្រាប់ sidesway uninhibited ជាមួយនឹង $G_A=0.95$ *និង* $G_B=0.95$, $K=1.3$

សម្រាប់សសរ AB ៖

សសរ BC

សម្រាប់តំណ B គណនាដូចមុន

$G = 0.95$

សម្រាប់តំណ C ត្រង់ទម្រ pinned ។ ស្ថានភាពរបស់វាមានលក្ខណៈដូចទៅនឹងសសរដែលមាំខ្លាំងភ្ជាប់ទៅនឹង infinity flexible girder ដែលរតមាន stiffness ស្មើសូន្យ ។ ដូចនេះផលធៀបភាពរឹងក្រាញរបស់សសរ (column stiffness) លើភាពរឹងក្រាញរបស់រត (girder stiffness) មានតម្លៃស្មើអនន្តសម្រាប់សន្លាក់គ្មានកកិតពេញលេញ (perfectly frictionless hinge) ។

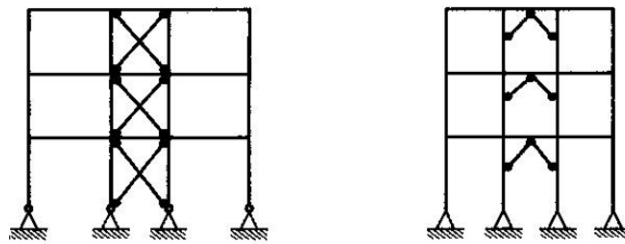
លក្ខខណ្ឌចុងនេះអាចធ្វើទៅបានសម្រាប់ការស្មានទៅក្នុងការអនុវត្ត ដូចនេះ យើងអាចយក $G = 10$ សម្រាប់តំណនេះ ។

ពី alignment chart ជាមួយនឹង $G_A = 0.95$ និង $G_B = 10$, $K = 1.85$ សម្រាប់សសរ BC ។

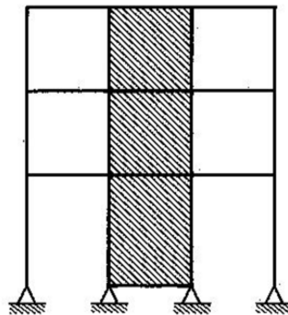
ដូចដែលបានគូសបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍៤.១១ សម្រាប់ទម្រ pinned G គួរត្រូវបានយកស្មើនឹង 10.0 សម្រាប់ ទម្រ fixed G គួរត្រូវបានយកស្មើនឹង 1.0 ។ លក្ខខណ្ឌទម្រ fixed ត្រូវគ្នានឹងរតដែលរឹងមាំខ្លាំង (infinitely stiff girder) និង flexible column ដែលត្រូវគ្នានឹងតម្លៃតាមទ្រឹស្តី $G = 0$ ។ ក្នុងការប្រើប្រាស់ alignment chart នៅក្នុង Commentary បានណែនាំឱ្យប្រើ $G = 1.0$ ដោយសារតែគេពិបាននឹងទទួលបានទម្រ fixed ពេញលេញ ។

Unbraced frame មានលទ្ធភាពទប់នូវកម្លាំងខាងដោយសារតំណដែលទប់នឹងម៉ូម៉ង់របស់វា ។ ជារឿយៗគ្រោងបន្ថែមដោយប្រព័ន្ធពង្រឹងតាមរូបរាងផ្សេងៗ គ្រោងបែបនេះត្រូវបានគេហៅថា braced frame ។ ការទប់កម្លាំងខាងបន្ថែមអាចធ្វើឡើងក្នុងទម្រង់ជា diagonal bracing ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.១៦ ឬ rigid shear wall ។ ក្នុងករណីផ្សេងទៀត សសរត្រូវបានទប់ដោយ panel ឬ bay សម្រាប់កម្ពស់ទាំងមូលរបស់គ្រោង ។ ទម្រនេះបង្កើតជា cantilever structure ដែលទប់នឹងបំលាស់ទីតាមទិសដេក ហើយក៏ផ្តល់នូវទម្រតាមទិសដេកសម្រាប់ល្វែងដទៃទៀត ។ អាស្រ័យទៅនឹងទំហំរបស់គ្រឿងបង្គុំ ល្វែងច្រើនជាងមួយអាចត្រូវបានពង្រឹង ។ សសរដែលជាអង្គត់របស់ braced frame ត្រូវបានការពារពី sidesway និងមានការទប់ការវិលនៅខាងចុងរបស់វាខ្លះ ។ ដូចនេះ វាជាប្រភេទអង្គត់ស្ថិតនៅក្នុងចន្លោះករណី (a) និង (d) នៅក្នុង Table C-C2.1 របស់ Commentary ហើយ K ស្ថិតនៅចន្លោះ 0.5 និង 1.0 ។ ដូចនេះ 1.0 ជាតម្លៃដែលតូចសម្រាប់អង្គត់ នៃ braced frame ហើយជាតម្លៃដែល AISC C2.1 ណែនាំឱ្យប្រើ លើកលែងតែមានការវិភាគណាមួយធ្វើឡើង ។ ការវិភាគអាចធ្វើ

FIGURE 4.16



(a) Diagonal bracing



(b) Shear Walls
(masonry, reinforced concrete, or steel plate)

ទៅបានដោយប្រើ alignment chart សម្រាប់ braced frame ។ ការប្រើ nomogram នឹងផ្តល់លទ្ធផលជា effective length factor ដែលតូចជាង 1.0 បន្តិចបន្តួច ហើយគេនឹងទទួលបានការសន្សំសំចៃខ្លះ * ។

ជាមួយនឹង design aid ខ្លះ គេប្រើ alignment chart ក្នុងលក្ខខណ្ឌដែលគេបង្កើតវាឡើង ។ លក្ខខណ្ឌទាំងនេះមាននៅក្នុង Section C2 of the Commentary to the Specification ហើយមិនត្រូវបានរៀបរាប់នៅទីនេះទេ ។ គ្រប់លក្ខខណ្ឌទាំងអស់នឹងត្រូវបានបំពេញស្ទើរតែទាំងអស់ជាទូទៅ ប្រសិនបើដូចនោះទេ ភាពខុសគ្នានោះជាផ្នែកមួយគួរឱ្យប្រុងប្រយត្ន័ ។ លក្ខខណ្ឌមួយដែលមិនត្រូវបានបំពេញជាទូទៅនោះ គឺតម្រូវការដែលថាគ្រប់ការប្រព្រឹត្តទៅរបស់អង្គត់ស្ថិតក្នុងលក្ខណៈអេឡាស្ទិច ។ ប្រសិនបើ slenderness parameter λ_c តូចជាង 1.5 សសរនឹងកោងដោយ inelastic ហើយមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាពដែលទទួលបានពី alignment chart នឹងមានតម្លៃតូចមែនទែន ។ សសរភាគច្រើនស្ថិតនៅក្នុងក្រុមនេះ ។ ដំណើរការងាយស្រួលក្នុងការកំណត់ K សម្រាប់ inelastic column អនុញ្ញាតឱ្យប្រើ alignment chart (Yura, 1971 and Dique, 1973) ។ ដើម្បីបកស្រាយ

* ប្រសិនបើគ្រោងត្រូវបានពង្រឹងទប់នឹង sidesway តំណ beam-to-column មិនត្រូវការ moment resisting ហើយប្រពន្ធ័ពង្រឹងអាចត្រូវបានគណនាដើម្បីទប់នូវគ្រប់ sidesway tendency ។ ប៉ុន្តែប្រសិនបើតំណមិនមែនជា moment resisting វានឹងមិនមានភាពជាប់រវាងសសរ និងរត ហើយគេមិនអាចប្រើ alignment chart ។ សម្រាប់ braced frame ប្រភេទនេះ K_x គួរត្រូវយកស្មើនឹង 1.0 ។

ដំណើរការនេះ យើងចាប់ផ្តើមជាមួយនឹង critical buckling load សម្រាប់ inelastic column ដែលឱ្យដោយសមីការ 4.6 b ។ ដោយចែកវានឹងក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់គេទទួលបាន buckling stress:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(KL/r)^2}$$

Rotational stiffness របស់សសរនៅក្នុងករណីនេះជាសមាមាត្រនឹង $E_t I_c / L_c$ ហើយតម្លៃដែលសមស្របរបស់ G សម្រាប់ប្រើនៅក្នុង alignment chart គឺ

$$G_{\text{inelastic}} = \frac{\sum E_t I_c / L_c}{\sum E I_g / L_g} = \frac{E_t}{E} G_{\text{elastic}}$$

ដោយ E_t តូចជាង E នោះ $G_{\text{inelastic}}$ នឹងតូចជាង G_{elastic} ហើយ effective length factor K នឹងត្រូវបានកាត់បន្ថយ ជាលទ្ធផលគេទទួលបានការគណនាមួយដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចជាង ។ ដើម្បីកំណត់ E_t / E ដែលគេឱ្យឈ្មោះថា មេគុណកាត់បន្ថយភាពរឹងក្រាញ (stiffness reduction factor SRF), ពិចារណាទំនាក់ទំនងខាងក្រោមសម្រាប់សសរដែលមានទម្រចុង pinned :

$$\frac{F_{cr(\text{inelastic})}}{F_{cr(\text{elastic})}} = \frac{\pi^2 E_t / (L/r)^2}{\pi^2 E / (L/r)^2} = \frac{E_t}{E} \qquad (4.8)$$

AISC ប្រើតម្លៃប្រហាក់ប្រហែលសម្រាប់ផ្នែក inelastic នៃ column strength curve ដូចនេះសមីការ 4.8 ជាតម្លៃប្រហាក់ប្រហែលនៅពេលដែល AISC Equation E2-2 និង E2-3 ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ F_{cr} ។ ប្រសិនបើ យើងឱ្យ

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} \approx \frac{P_u / \phi_c}{A}$$

នៅពេលដែល $F_{cr(\text{inelastic})} / F_{cr(\text{elastic})}$ ជាអនុគមន៍នៃ $P_u / (\phi_c A)$ ។ ឧទាហរណ៍ សម្រាប់

$P_u / (\phi_c A) = 180 MPa$ និង $F_y = 250 MPa$

$$F_{cr(\text{inelastic})} \approx 180 MPa = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{\lambda_c^2} (250)$$

$$\lambda_c^2 = 0.785$$

$$F_{cr(\text{elastic})} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y = \frac{0.877}{0.785} 250 = 279.3 MPa$$

ដូចនេះមេគុណកាត់បន្ថយភាពរឹងក្រាញគឺ

$$\text{SRF} = \frac{F_{cr(\text{inelastic})}}{F_{cr(\text{elastic})}} = \frac{180}{279.3} = 0.644$$

ដោយសារ ϕ_c ថេរ នោះ SRF ក៏ជាអនុគមន៍នៃ P_u / A ។ តម្លៃរបស់ SRF ដែលជាអនុគមន៍នៃ P_u / A ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Table 3-1 in Part 3 of the Manual ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១២: រូប ៤.១៧ *បង្ហាញពី rigid unbraced frame ។ អង្គត់ទាំងអស់ត្រូវបានដាក់ដោយធ្វើយ៉ាងណាឱ្យការពត់ ធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង ។ ទម្រខាងត្រូវបានដាក់នៅតំណនីមួយៗដោយតំណធម្មតាដែលពង្រឹងក្នុងទិសដៅកែងទៅនឹង គ្រោង ។ កំណត់មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាពដោយធៀបនឹងអ័ក្សនីមួយៗសម្រាប់អង្គត់ AB ។ បន្ទុកតាមអ័ក្សមេគុណនៅលើអង្គត់នេះគឺ 180kips ហើយគេប្រើដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ: *គណនាមេគុណអេឡាស្ទិចរបស់ G*

សម្រាប់តំណ A ,

$$\frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)} = \frac{170/12}{88.6/20 + 88.6/18} = \frac{14.17}{9.35} = 1.52$$

សម្រាប់តំណ B

$$\frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)} = \frac{2(170/12)}{190/20 + 190/18} = \frac{28.3}{21.0} = 1.35$$

ពី alignment chart សម្រាប់ unbraced frames, $K_x = 1.43$, ដោយឈរលើ elastic behavior ដូចនេះ

$$\lambda_c = \frac{K_x L}{r_x \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.43(12)(12)}{4.19 \cdot \pi}\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.5512$$

ដោយសារ λ_c តូចជាង 1.5 នោះគេត្រូវប្រើមេគុណ K inelastic ដែលឱ្យ

$$\frac{P_u}{A} = \frac{180}{9.71} = 18.5 ksi$$

ពី Table 3-1in Part 3 of the Manual មេគុណកាត់បន្ថយភាពរឹងក្រាញ $SRF = 0.83$

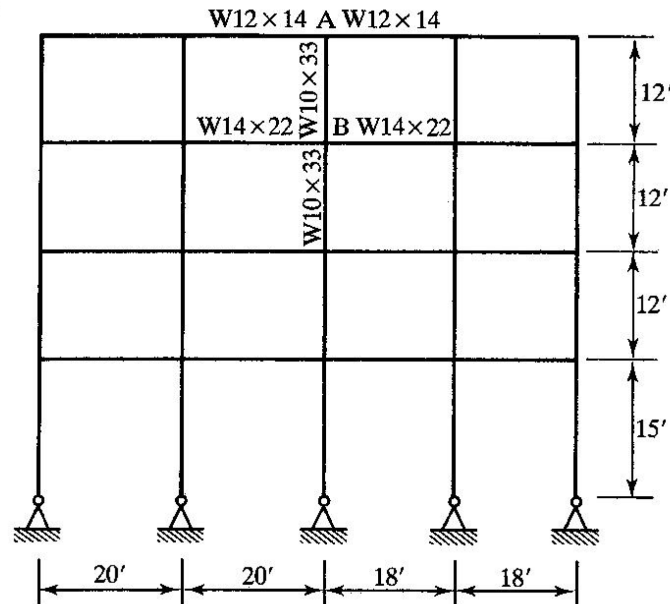
សម្រាប់តំណ A

$$G_{inelastic} = SRF \times G_{elastic} = 0.83 \times 1.52 = 1.26$$

សម្រាប់តំណ B

$$G_{inelastic} = SRF \times G_{elastic} = 0.83 \times 1.35 = 1.12$$

ចម្លើយ: *ពី alignment chart $K_x = 1.37$ ។ ដោយសារលក្ខខណ្ឌទម្រធម្មតាសម្រាប់គ្រោង នោះ K_y ស្មើនឹង 1 ។*



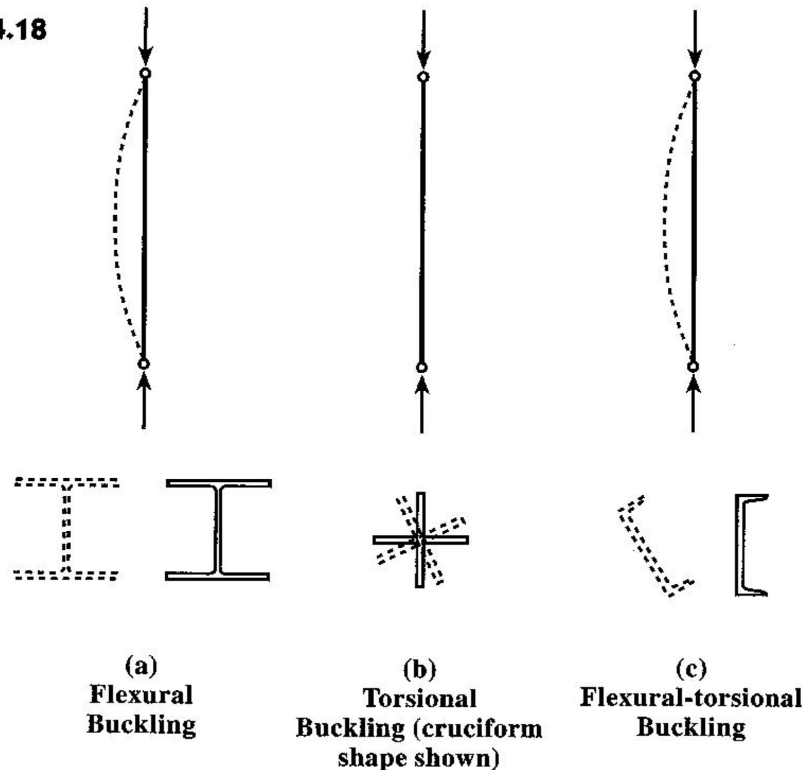
ប្រសិនបើចុងសសរជាទម្រ fixed (G=1.0) ឬ pinned (G=10.0) តម្លៃរបស់ G មិនត្រូវបានគុណនឹង SRF ទេ។

៤.៦.ការកោងដោយរមួល និងដោយពត់-រមួល (Torsional and Flexural-Torsional Buckling)

នៅពេលដែលអង្គត់រងការសង្កត់ដោយបន្ទុកចំអ័ក្ស ក្លាយជាគ្មានស្ថិរភាព(មិនមែន locally unstable) វាអាចកោងក្នុងរូបរាងមួយក្នុងចំណោមរូបរាងបី ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៤.១៨*។

1. ការកោងដោយការពត់ (flexural buckling) យើងបានពិចារណាការកោងប្រភេទនេះតាំងពីមុនរហូតមកដល់ពេលនេះ ។ វាជាភាពដាបដែលកើតឡើងដោយការពត់ (bending or flexure) ជុំវិញអ័ក្សដែលត្រូវនឹងផលធៀបភាពរឹងក្រាញ (slenderness ratio) ធំជាងគេ *(រូបទី ៤.១៨a)*។ ជាទូទៅវាជា minor principle axis ដែលមានកាំនិចលភាព (radius of gyration) តូចជាងគេ ។ អង្គត់រងការសង្កត់ដែលមានមុខកាត់គ្រប់រូបរាងអាចបាក់តាមទម្រង់នេះ ។
2. ការកោងដោយរមួល (torsional buckling) ការបាក់ (failure) ដោយប្រភេទនេះគឺបណ្តាលដោយការមួល (twisting) តាមអ័ក្សបណ្តោយរបស់អង្គត់ ។ វាអាចកើតឡើងតែជាមួយនឹងអង្គត់ដែលមានលក្ខណៈស្រាវខ្លាំង ហើយមានមុខកាត់ស៊ីមេទ្រីឌុប (double symmetrical cross section) *(រូបទី ៤.១៨b)*។ Standard hot-rolled shapes មិនងាយនឹងរងនូវការកោងដោយរមួលនេះណាស់ ប៉ុន្តែអង្គត់ built-up ពី

បន្ទះស្តើងងាយគ្រោះ និងគួរធ្វើការអង្កេត ។ រូបរាងខ្វែងបង្ហាញនូវភាពងាយរងគ្រោះពិសេសសម្រាប់ប្រភេទនៃការកោងនេះ ។ រូបរាងនេះអាចបានមកពីការផ្គុំពីបន្ទះដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូប ឬ built-up ពីមុំបួនទល់ខ្នងគ្នា ។



3. ការកោងដោយការពត់-រមួល (flexural-torsional buckling) ការបាក់ប្រភេទនេះបង្កើតឡើងដោយបន្សំនៃការកោងដោយការពត់ និងការកោងដោយរមួល ។ អង្គត់កោង និងរមួលក្នុងពេលតែមួយ *(រូបទី៤.១៨c)* ។ ការកោងប្រភេទនេះអាចកើតឡើងតែជាមួយមុខកាត់ដែលមានរូបរាងមិនស៊ីមេទ្រី ទាំងរូបរាងដែលមានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីមួយទិស ដូចជា channel, structural tee, double-angle shape និង equal-leg sigle angles និងរូបរាងដែលគ្មានអ័ក្សស៊ីមេទ្រី ដូចជា unequal-leg single angle ។

AISC Specification តម្រូវនូវការវិភាគពី torsional ឬ flexural-torsional buckling នៅពេលសមរម្យ ។ Section E3 of the Specification រៀបរាប់ពីអង្គត់ double angle និង tee-shaped ហើយ Appendix E3 ផ្តល់នូវវិធីទូទៅដែលអាចប្រើសម្រាប់គ្រប់រូបរាងមិនស៊ីមេទ្រី ។

ដំបូងយើងរៀបរាប់ពីវិធីដែលមាននៅក្នុង Appendix E3 ។ វាឈរនៅលើការប្រើប្រាស់ slenderness parameter λ_e ជំនួសឱ្យ λ_c ។ យើងទទួល λ_e ដូចខាងក្រោម ។ ពី Euler buckling stress,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Slenderness ratio អាចសរសេរជា

$$\frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_e}}$$

ប្រសិនបើ F_e ត្រូវបានកំណត់ជា elastic buckling stress ដែលត្រូវនឹងរូបរាងនៃការបាក់ដែលលុប ទោះដោយ flexural, torsional ឬ flexural-torsional នោះ slenderness ratio ដែលត្រូវគ្នាគឺ

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_e}}$$

ហើយ slenderness parameter ដែលត្រូវគ្នាគឺ

$$\lambda_e = \frac{(KL/r)_e}{\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \sqrt{\frac{F_y (KL/r)_e^2}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

ដំណើរការគណនាមានដូចខាងក្រោម៖

1. កណត់ F_e សម្រាប់ torsional elastic buckling ឬ flexural-torsional elastic buckling ពីសមីការដែលឱ្យនៅក្នុង Appendix E3 ។
2. គណនា effective slenderness parameter, λ_e ។
3. គណនា critical stress F_{cr} ពីសមីការធម្មតា (AISC Equations E2-2 and E2-3) ប៉ុន្តែប្រើ λ_e ជំនួសឱ្យ λ_c ។ បន្ទាប់មក design strength គឺ

   $$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

   ដែល $\phi_c = 0.85$ ដូចគ្នាសម្រាប់ flexural buckling ។

សមីការសម្រាប់ F_e ដែលឱ្យនៅក្នុង AISC Appendix E3គឺឈរលើ well-established theory ដែលមានក្នុង Theory of Elastic Stabality (Timoshenko and Gere, 1961) ។ លើកលែងសម្រាប់ការផ្លាស់ប្តូរខ្លះនៅក្នុង notation វាមានសមីការដូចគ្នានៅក្នុងសៀវភៅនោះ ដោយគ្មានការសម្រួល ។ សម្រាប់ doubly symmetrical shapes (torsional buckling),

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(AISC Equation A-E3-5)}$$

សម្រាប់ singly symmetrical shape (flexural-torsional buckling),

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right)$$ (AISC Equation A-E3-6)

សម្រាប់រូបរាងដែលគ្មានអ័ក្សស៊ីមេទ្រី (flexural-torsional buckling),

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(x_o/\bar{r}_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(y_o/\bar{r}_o)^2 = 0$$ (AISC Equation A-E3-7)

សមីការចុងក្រោយជាសមីការដឺក្រេទី៣ ដូចនេះរបស់ F_e គឺតូចណាស់ ។ ជាសំណាងល្អ ភាពចាំបាច់ក្នុងការដោះស្រាយសមីការនេះគឺតិចបំផុត ដោយសារគេកំរប្រើរូបរាងមិនស៊ីមេទ្រីជាអង្គត់រងការសង្កត់ណាស់ ។ អង្គដែលមិនបានកំណត់ពីមុនដែលប្រើនៅក្នុងសមីការទាំងបីនេះត្រូវបានកំណត់ដូចតទៅ:

C_w = warping constant

K_z = មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាពសម្រាប់ការកោងដោយរមួល ដែលឈរលើបរិមាណនៃការទប់ចុងប្រឆាំងនឹងការរមួលតាមអ័ក្សបណ្តោយ ។

G = shear modulus

J = torsional constant (ស្មើទៅនឹង polar moment of inertia សម្រាប់តែមុខកាត់មូល)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L/r_x)^2}$$ (AISC Equation A-E3-10)

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L/r_y)^2}$$ (AISC Equation A-E3-11)

ដែល y ជាអ័ក្សស៊ីមេទ្រីសម្រាប់ singly symmetric shapes ។

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{A\bar{r}_o^2}$$ (AISC Equation A-E3-12)

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}\right)$$ (AISC Equation A-E3-9)

ដែល x_o និង y_o ជាកូអរដោនេនៃ shear center របស់មុខកាត់ដោយធៀបនឹងទីប្រជុំទម្ងន់ ។ Shear center ជាចំណុចនៅលើមុខកាត់ដែលបន្ទុកធ្វើឱ្យអង្គត់កោងដោយមិនរមួល ។ Shear center ត្រូវបាននិយាយលំអិតនៅក្នុងជំពូក ៥ ។

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A}$$ (AISC Equation A-E3-8)

គេអាចរកតម្លៃថេរដែលប្រើនៅក្នុងសមីការទាំងបីសម្រាប់ F_e នៅក្នុងតារាង torsion properties និង flexural-torsional properties នៅក្នុង part 1 of the Manual ។ សម្រាប់ W, M, S និង HP shapes,

J និង C_w ត្រូវបានឱ្យ ។ គេឱ្យតម្លៃ J , C_w , $\bar{r}_o$ និង H ត្រូវបានឱ្យសម្រាប់ channel, single angle និង structural tee ។ តារាងសម្រាប់ double angle ឱ្យតម្លៃ $\bar{r}_o$ និង H (J និង C_w ស្មើនឹងពីរដងនៃតម្លៃដែលឱ្យសម្រាប់ single angle) ។

ដូចបានបង្ហាញពីខាងលើ គេកម្រនឹងវិភាគការកោងដោយរមួលសម្រាប់មុខកាត់ស៊ីមេទ្រីឌុប ។ ដូចគ្នា គេកម្រ ប្រើរូបរាងគ្មានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីជាអង្គត់រងការសង្កត់ ហើយគេកំរនឹងវិភាគ flexural-tensional buckling នៃ អង្គត់ប្រភេទនេះដែរ ប្រសិនបើមាន គេចាំបាច់ត្រូវតែវិភាគវា ។ សម្រាប់ហេតុផលទាំងនេះ យើងកំណត់ការពិចារណាលើរូបរាង flexural-torsional buckling ជាមួយនឹងអ័ក្សស៊ីមេទ្រីមួយ ។ លើសពីនេះ double angle ដែលជា built-up shape ជាប្រភេទរូបរាងដែលគេនិយមប្រើច្រើន ។

សម្រាប់ singly symmetrical shape, flexural-torsional buckling stress F_e ទទួលបានពី AISC Equation A-E3-6 ។ នៅក្នុងសមីការនេះ y ត្រូវបានកំណត់ជាអ័ក្សស៊ីមេទ្រី (ដោយមិនគិតពីទិសដៅរបស់អង្គត់) ហើយ flexural-torsional buckling ត្រូវបានគិតតែតាមអ័ក្សមួយនេះ (flexural buckling តាមទិសនេះនឹងមិនកើតមាន) ។ អ័ក្ស x ប្រឈមតែនឹង flexural buckling ។ ដូចនេះ សម្រាប់ singly symmetrical shape គេអាចមានរេស៊ីស្តង់ពីរគឺ flexural-torsional buckling តាមអ័ក្ស y (អ័ក្សស៊ីមេទ្រី) ឬ flexural buckling ធៀបអ័ក្ស x ។ ដើម្បីកំណត់មួយណាមានលក្ខណៈលុប គណនារេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវនឹងអ័ក្សនីមួយៗ ហើយប្រើតម្លៃណាដែលតូចជាង ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១៣: *គណនា design compressive strength របស់ WT13.5×80.5 ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពតាមអ័ក្ស x គឺ 25 feet 6inches ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពតាមអ័ក្ស y គឺ 20 feet ហើយប្រវែងប្រសិទ្ធភាពតាមអ័ក្ស z គឺ 20 feet ។ ប្រើដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ: *គណនា design compressive strength សម្រាប់អ័ក្ស x :*

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{25.5(12)}{3.96} = 77.27$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{77.27}{\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.8666 < 1.5$$

ប្រើ AISC Equation E2-2

$$F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y = (0.658)^{0.8666^2}(36) = 26.29ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.85(23.7)(26.29) = 530kips$$

គណនា *flexural-torsional buckling strength ជុំវិញអ័ក្ស y*

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L / r_y)^2} = \frac{\pi^2 (29000)}{(74.07)^2} = 52.17 ksi$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A \bar{r}_o^2}$$

$$= \left[\frac{\pi^2 (29000)(42.7)}{(20 \times 12)^2} + 11200(7.31) \right] \frac{1}{23.7(5.67)^2} = 107.7 ksi$$

$$F_{ey} + F_{ez} = 52.17 + 107.7 = 159.9 ksi$$

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ex})^2}} \right]$$

$$= \frac{159.9}{2(0.813)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(52.17)(107.7)(0.813)}{(159.9)^2}} \right] = 45.81 ksi$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{36}{45.81}} = 0.8865$$

ដោយសារតម្លៃនេះតូចជាង 1.5 *ប្រើ AISC Equation E2-2 ជាមួយនឹង* λ_e *ជំនួសឱ្យ* λ_c *:*

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_e^2} \right) F_y = (0.658)^{(0.8865)^2} (36) = 25.91 ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.85(23.7)(25.91) = 522 kips \qquad (controls)$$

ចម្លើយ: *Design strength* $= 522 kips$

ចំណាំថា នៅពេលដែល F_{cr} និង F_e ត្រូវបានគណនា ការគណនាសម្រាប់ flexural buckling ជុំវិញអ័ក្ស x និង flexural-torsional buckling ជុំវិញអ័ក្ស y មានលក្ខណៈដូចគ្នា។ ដូចនេះបន្ទាប់ពី F_{cr} និង F_e ត្រូវបានគណនា ទាំង λ_c និង λ_e អាចត្រូវបានគណនា ហើយតម្លៃដែលតូចជាងត្រូវបានប្រើដើម្បីគណនា strength ។ ការធ្វើបែបនេះដើម្បីកាត់បន្ថយការចាំបាច់ក្នុងការគណនា strength សម្រាប់អ័ក្សទាំងពីរ ។

ដំណើរការវិភាគ flexural-torsional buckling លើ double-angle និង tee ដែលឱ្យនៅក្នុង AISC Section E3 ជាការកែសម្រួលដំណើរការវិភាគដែលឱ្យនៅក្នុង AISC Appendix E3 ។ វាក៏មានការកែប្រែកំណត់ចំណាំខ្លះដូចជា: ពី F_e ទៅជា F_{crft}, F_{ey} ទៅជា F_{cry} និង F_{ez} ទៅជា F_{crz} ។ កុងត្រាំង F_{cry} ត្រូវបានរកពី AISC E2 និងឈរលើ flexural buckling ធៀបអ័ក្ស y ។

ដើម្បីទទួលបាន F_{crz} យើងអាចចោលអ័ក្សទីមួយរបស់ AISC Equation A-E3-12 នោះ

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_o^2}$$

ការលុបចោលនេះអាចអនុញ្ញាតបាន ពីព្រោះសម្រាប់ double-angle និង tee អង្គទីមួយមានតម្លៃតូចអាចចោលបានបើធៀបនឹងអង្គទីពីរ ។

Flexural buckling stress F_{cry} ត្រូវបានគណនាជាមួយនឹងសមីការធម្មតារបស់ AISC Chapter E ដោយប្រើ KL/r ដែលត្រូវគ្នានឹងអ័ក្ស y (អ័ក្សស៊ីមេទ្រី) ។

បន្ទាប់មកទៀត nominal strength អាចត្រូវបានគណនាដូចខាងក្រោម

$$P_n = A_g F_{crft}$$

ដែល $$F_{crft} = \left(\frac{F_{cry}+F_{crz}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry}+F_{crz}\right)^2}}\right] \quad \text{(AISC Equation E3-1)}$$

គ្រប់អង្គទាំងអស់ដែលបានមកពី Appendix E3 វក្សាដដែល ។ ដំណើរការនេះ ត្រូវបានប្រើសម្រាប់តែ double-angle និង tee ព្រោះវាផ្តល់នូវចម្លើយសុក្រិតជាងការប្រើដំណើរការដែលឱ្យនៅក្នុង Appendix E3 ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១៤: *គណនា design strength របស់រូបរាងនៅក្នុងឧទាហរណ៍ទី ៤.១៣ ដោយប្រើសមីការរបស់ AISC Equation E3 ។*

ដំណោះស្រាយ: *ពីឧទាហរណ៍ ៤.១៣ flexural buckling strength សម្រាប់អ័ក្ស x គឺ* 530kips *ហើយ* $K_y L/r_y = 74.07$ *។ ពី AISC E2-4, slenderness parameter គឺ*

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{74.07}{\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.8307 < 1.5$$

ពី AISC Equation E2-2,

$$F_{cr} = F_{cry} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right)F_y = (0.658)^{(0.8307)^2}(36) = 26.97ksi$$

ពីAISC E3,

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_o^2} = \frac{11200(7.31)}{23.7(5.67)^2} = 107.5ksi$$

$$F_{cry} + F_{crz} = 26.97 + 107.5 = 134.5ksi$$

$$F_{crft} = \left(\frac{F_{cry}+F_{crz}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry}+F_{crz}\right)^2}}\right]$$

$$= \frac{134.5}{2(0.813)}\left[1-\sqrt{1-\frac{4(26.97)(107.5)(0.813)}{(134.5)^2}}\right] = 25.48ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{crft} = 0.85(23.7)(25.48) = 513 \qquad (Control)$$

ចម្លើយ: $Design\ strength\ = 513kips$

លទ្ធផលនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.១៣ និង ៤.១៤ បង្ហាញពីកំហុសក្នុងការប្រើប្រាស់ Appendix E3 សម្រាប់ រូបរាងនេះមានលក្ខណៈមិនសន្សំសំចៃ ។ វិធីសាស្ត្រដែលប្រើនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.១៤ ដែលឈរលើ AISC Specification E3 តែងតែត្រូវបានប្រើសម្រាប់ double angle និង tee ។ ប៉ុន្តែក្នុងការអនុវត្ត រេស៊ីស្តង់របស់ double angle និង tee ភាគច្រើនអាចរកបាននៅក្នុង column load table ។ តារាងទាំងនោះ គឺឈរលើវិធីសាស្ត្រដែលស្មើឡើងដោយ AISC E3 ហើយក៏អាចប្រើដើម្បីផ្ទៀងផ្ទាល់លទ្ធផលរបស់ឧទាហរណ៍ ៤.១៤ ។ តារាងផ្តល់នូវតម្លៃ design strength ពី ដែលមួយជា flexural buckling ធៀបអ័ក្ស x និងមួយទៀតជា flexural-torsional buckling ធៀបអ័ក្ស y ។

តារាងទាំងនោះក៏ផ្តល់ផងដែរសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ single-angle ។ Design strength ដែលឱ្យដោយមិនឈរលើទ្រឹស្តី flexural-torsional buckling ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង specification ដាច់ដោយឡែកសម្រាប់ single-angle member នៅក្នុង Part 6 of the Manual, Specification and Codes ។

៤.៧. Built-up Member

ប្រសិនបើគេស្គាល់លក្ខណៈមុខកាត់ (cross-sectional properties) របស់អង្គត់រងការសង្កត់ built-up ការវិភាគរបស់វាមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នាសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ផ្សេងទៀត ប្រសិនបើផ្នែកផ្គុំរបស់មុខកាត់តភ្ជាប់បានល្អ ។ AISC E4 មានការលំអិតជាច្រើនដែលទាក់ទងទៅនឹងការតភ្ជាប់នេះ ជាមួយនឹងតម្រូវការដាច់ដោយឡែកសម្រាប់អង្គត់ដែលផ្គុំដោយ rolled shape មួយ ឬច្រើន និងអង្គត់ដែលផ្គុំដោយ plate ឬបន្សំនៃ plate និង ដែករាង (shape) ។ មុននឹងពិចារណាពីបញ្ហាតភ្ជាប់ យើងនឹងរំលឹកពីការគណនាលក្ខណៈមុខកាត់របស់រូបរាង built-up ។

Design strength របស់អង្គត់រងការសង្កត់ built-up ជាអនុគមន៍ទៅនឹង slenderness parameter λ_c ។ ដូចនេះគេត្រូវកំណត់អ័ក្សមេ និងកាំនិចលភាពដែលត្រូវគ្នានឹងអ័ក្សទាំងនោះ ។ សម្រាប់មុខកាត់ homogenous អ័ក្សមេត្រួតស៊ីនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់ ។ វិធីសាស្ត្រក្នុងការគណនាត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៤.១៥ ។ ផ្នែកផ្គុំរបស់មុខកាត់ត្រូវបានសន្មត់ថាតភ្ជាប់បានល្អ ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១៥: សសរដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.១៩ ត្រូវបានផលិតដោយការផ្សារដែកបន្ទះ $4''\times 3/8''$ ពីលើស្លាបរបស់ដែក $W18\times 35$ ។ ដែកផ្គុំទាំងពីរជាដែក A36 ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពធៀបអ័ក្សទាំងពីរគឺ 15 feet ។ ដោយសន្មត់ដែកផ្គុំទាំងពីរត្រូវបានតភ្ជាប់ដោយធ្វើយ៉ាងណាឱ្យអង្គត់មានប្រសិទ្ធភាពពេញ ហើយគណនា design strength ដោយឈរលើ flexural buckling ។

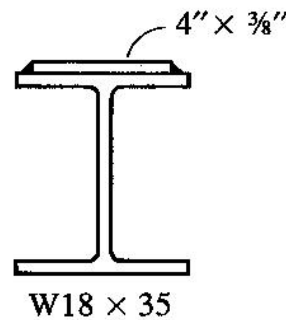


FIGURE 4.19

ដំណោះស្រាយ: ជាមួយនឹងការបន្ថែមដែកពីលើ រូបរាងមានលក្ខណៈមិនស៊ីមេទ្រីបន្តិច ប៉ុន្តែឥទ្ធិពល flexural-torsional ត្រូវបានចោល ។

អ័ក្សស៊ីមេទ្រីបញ្ឈរជាអ័ក្សមេមួយដែលគេមិនត្រូវការគណនា ។ គេនឹងរកអ័ក្សមេដេកដោយប្រើ principle of moment៖ ផលបូកម៉ូម៉ង់ក្រឡាផ្ទៃរបស់ធាតុផ្សំនីមួយៗធៀបនឹងអ័ក្សណាមួយ (នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ អ័ក្សដេកស្ថិតនៅផ្នែកខាងលើរបស់ plate ត្រូវបានប្រើ) ត្រូវតែស្មើនឹងម៉ូម៉ង់ក្រឡាផ្ទៃសរុប ។ យើងប្រើតារាង ៤.១ ដើម្បីសម្រួលដល់ការគណនា ។

តារាង ៤.១

Component	A	y	Ay
Plate	1.500	0.1875	0.2812
W	10.3	9.225	95.02
$\sum$	11.8		95.30

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{95.30}{11.8}=8.076in$$

ជាមួយនឹងទីតាំងរបស់អ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់ដេកដែលបានគណនាខាងលើ យើងអាចគណនាម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបនឹងអ័ក្សនេះដោយប្រើ parallel-axis theorem៖

$$I=\bar{I}+Ad^2$$

ដែល $\bar{I}$ = ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃផ្សំ

A = ក្រឡាផ្ទៃរបស់ផ្នែកផ្សំ

I = ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សស្របទៅនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃផ្សំ

d = ចម្ងាយកែងរវាងអ័ក្សពីរ

ការចូលរួមពីក្រឡាផ្ទៃផ្សំនីមួយៗត្រូវបានគណនា និងត្រូវបានបូកដើម្បីទទួលបានម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ composite area ។ តារាង ៤.២ ជាតារាងដែលបន្ថែមពីលើតារាង ៤.១ ដោយរួមបញ្ចូលការគណនានេះ ។

សម្រាប់អ័ក្សឈរ

$$\bar{y} = \frac{1}{12}(3/8)(4)^3 + 15.3 = 17.30 in^4 \qquad (\text{controle})$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{17.30}{11.8}} = 1.211 in$$

តារាង ៤.២

Component	*A*	*y*	*Ay*	$\bar{I}$	*d*	$\bar{I} + Ad^2$
Plate	*1.500*	*0.1875*	*0.2812*	*0.01758*	*7.889*	*93.37`*
W	*10.3*	*9.225*	*95.02*	*510*	*1.149*	*523.6*
$\sum$	*11.8*		*95.30*			*617.0=* I_x

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{15(12)}{1.211\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}} = 1.667 > 1.5$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right]F_y = \left[\frac{0.877}{(1.667)^2}\right](36) = 11.36 ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.85(11.8)(11.36) = 114 kips$$

ចម្លើយ: *Design strength* $= 114 kips$ ។

តម្រូវការការតភ្ជាប់សម្រាប់ Built-up Members ដែលផ្សំឡើងដោយ Rolled Shapes

រូបរាង built-up ដែលគេនិយមជាងគេគឺរូបរាងដែលផ្គុំឡើងដោយ rolled shap ដែលគេឱ្យឈ្មោះ ថា double-angle shape ។ អង្គត់ប្រភេទនេះនឹងត្រូវបានប្រើដើម្បីបង្ហាញពីតម្រូវការសម្រាប់អង្គត់ built-up ប្រភេទនេះ ។ រូបទី ៤.២0 បង្ហាញអង្គត់រងការសង្កត់របស់ truss ដែលភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate នៅខាងចុងនីមួយៗរបស់វា ។ ដើម្បីរក្សា back-to-back seperation របស់ angle តាមបណ្តោយប្រវែង fillers និង spacers ដែលមានកម្រាស់ស្មើនឹង gusset plate ត្រូវបានដាក់នៅ angles ដោយគំលាតស្មើៗគ្នា ។ គំលាតត្រូវតែមានតម្លៃតូចគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យ built-up member នេះធ្វើការជាលក្ខណៈតែមួយ ។ ប្រសិនបើអង្គត់កោងធៀបអ័ក្ស x (flexural buckling) គ្រឿងភ្ជាប់ (connector) មិនរងនូវបន្ទុកគណនាណាមួយទេ ហើយបញ្ហានៃការតភ្ជាប់គឺសាមញ្ញដោយរក្សាទីតាំងរបស់អង្គត់ទាំងពីរ ។ ដើម្បីធានាថា built-up member ធ្វើការជាលក្ខណៈតែមួយ

AISC តម្រូវថា stiffness របស់ធាតុផ្សំនីមួយៗមិនត្រូវធំជាងបីភាគបួននៃ stiffness របស់ built-up member ទេ។

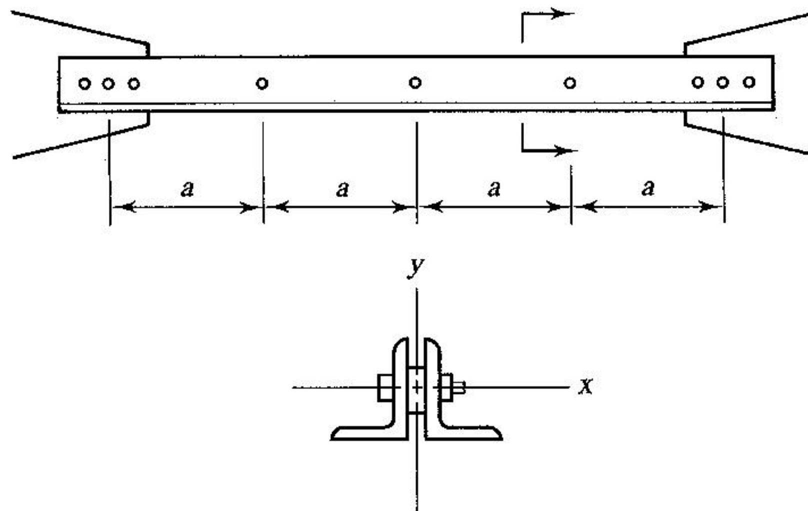
$$\frac{a}{r_i} \leq \frac{3}{4}\frac{KL}{r}$$

ដែល a = គំលាតរបស់គ្រឿងភ្ជាប់

r_i = កាំនិចលភាពអប្បបរមារបស់ធាតុផ្សំ

KL/r = maximum slenderness ratio របស់ built-up member

FIGURE 4.20



ប្រសិនបើអង្គតកោងធៀបអ័ក្សស៊ីមេទ្រី (ដែលវារងនូវ flexural-torsional buckling ធៀបអ័ក្ស y) គ្រឿងភ្ជាប់រងនូវកម្លាំងកាត់។ លក្ខខណ្ឌនេះអាចត្រូវបានមើលឃើញដោយពិចារណា planks ពីរដែលប្រើជាធ្នឹម ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.២១។ ប្រសិនបើ plank មិនត្រូវបានភ្ជាប់ វានឹងរអិលតាមផ្ទៃប៉ះ នៅពេលដែលវារងបន្ទុក ហើយវានឹងធ្វើការជាធ្នឹមពីរដាច់ដោយឡែកពីគ្នា។ នៅពេលដែលវាត្រូវបានភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង (ឬគ្រឿងភ្ជាប់ផ្សេងទៀតដូចជា ដែកគោល) plank ទាំងពីរនឹងធ្វើការតែមួយ ហើយរេស៊ីស្តង់ទប់នឹងការរអិលនឹងបង្កើតជាកម្លាំងកាត់នៅក្នុងប៊ូឡុង។ ការធ្វើការបែបនេះកើតមាននៅក្នុង double-angle shape នៅពេលការកោងធៀបនឹងអ័ក្ស y ។ ប្រសិនបើធ្នឹម plank ត្រូវបានដាក់ដោយឱ្យការកោងកើតមានធៀបនឹងអ័ក្សផ្សេងទៀត (អ័ក្ស b) នោះ plank ទាំងពីរនឹងកោងក្នុងលក្ខណៈដូចគ្នា ហើយគ្មានការរអិល និងគ្មានកម្លាំងកាត់។ ការធ្វើការនេះមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹងការកោងធៀបអ័ក្ស x របស់ double-angle shape ។ នៅពេលដែលគ្រឿងភ្ជាប់រងនូវកម្លាំងកាត់ គេត្រូវការ modified slenderness ratio ដែលមានតម្លៃធំជាងតម្លៃពិតប្រាកដ។

ASIC E4 ពិចារណាគ្រឿងភ្ជាប់ពីរប្រភេទ: (1) snug-tight bolt និង (2) ផ្សារ ឬ fully tightned bolt ។ ការបរិយាយលំអិតពីការតភ្ជាប់មាននៅក្នុងជំពូកទី៧ ។ Column load table សម្រាប់ double-angle គឺឈរលើការផ្សារ ឬ fully tightened bolt ។ សម្រាប់ករណីនេះ:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82\frac{\alpha^2}{(1+\alpha^2)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad \text{(AISC Equation E4-2)}$$

ដែល $(KL/r)_o =$ original unmodified slenderness ratio

$(KL/r)_m =$ modified slenderness ratio

$r_{ib} =$ កាំនិចលភាពរបស់ធាតុផ្សំធៀបអ័ក្សស្របទៅអ័ក្សនៃការកោងរបស់អង្គត់

$\alpha =$ separation ratio $= \dfrac{h}{2r_{ib}}$

$h =$ ចម្ងាយរវាងទីប្រជុំទម្ងន់របស់ធាតុផ្សំ (កែងទៅនឹងអ័ក្សនៃការកោងរបស់អង្គត់)

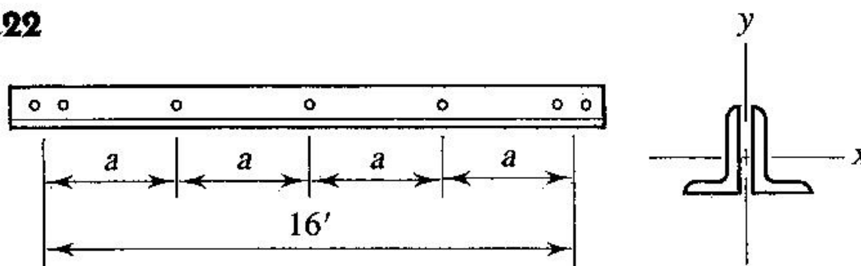
នៅពេលដែលគ្រឿងភ្ជាប់ជា snug-tight bolts

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad \text{(AISC Equation E4-1)}$$

Column load table សម្រាប់ double-angle shape បង្ហាញពីចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់ចាំបាច់សម្រាប់ flexural-torsional buckling strength ដែលឱ្យតាមអ័ក្ស y ។ ចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់សម្រាប់ flexural buckling strength តាមអ័ក្ស x ត្រូវបានកំណត់តាមភាពចាំបាច់ដែលថា slenderness របស់ angle មួយមិនត្រូវធំជាងបីភាគបួននៃ slenderness របស់ double-angle shape ទាំងមូលទេ ។

ឧទាហរណ៍ ៤.១៦: *គណនា design strength របស់អង្គត់រងការសង្កត់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៤.២២ ។ ដែលរាង angle ពី $5\times3\times\frac{1}{2}$ ត្រូវបានដាក់ដោយឱ្យជើងវែងទល់ខ្នងគ្នា ហើយឃ្លាតពីគ្នា $\frac{3}{8}$ inch ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាព $KL=16$ feet និងមាន fully tightened intermediate connectors ចំនួន 3 ។ ប្រើដែក A36 ។*

FIGURE 4.22



ដំណោះស្រាយ:

គណនា flexural buckling strength សម្រាប់អ័ក្ស x

$$\frac{KL}{r_x}=\frac{16(12)}{1.59}=120.8$$

$$\lambda_c=\frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}=\frac{120.8}{\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}}=1.355<1.5$$

ប្រើ AISC Equation E2-2

$$F_{cr}=(0.658)^{\lambda_c^2}F_y=(0.658)^{(1.355)^2}(36)=16.69ksi$$

$$\phi_c P_n=\phi_c A_g F_{cr}=0.85(7.5)(16.69)=106kips$$

សម្រាប់អ័ក្ស y

$$\frac{KL}{r_y}=\frac{16(12}{1.25}=153.6$$

ដើម្បីកំណត់ flexuaral-torsional buckling strength សម្រាប់អ័ក្ស y ប្រើ modified slenderness ratio ដោយឈរលើគំលាតរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ។ គំលាតរបស់គ្រឿងភ្ជាប់គឺ

$$a=\frac{16(12)}{4}=48in$$

បន្ទាប់មក $\frac{a}{r_i}=\frac{a}{r_z}=\frac{48}{0.648}=74.07<0.75(153.6)=115.2\quad (OK)$

$$r_{ib}=r_y=0.829in$$

$$h=2(0.75)+\frac{3}{8}=1.875in$$

$$\alpha=\frac{h}{2r_{ib}}=\frac{1.875}{2(0.829)}=1.131$$

ពី AISC Equation E4-2, modified slenderness ration គឺ

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m=\sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2+0.82\frac{\alpha^2}{(1+\alpha^2)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

$$=\sqrt{(153.6)^2+0.82\frac{(1.131)^2}{\left[1+(1.313)^2\right]}\left(\frac{48}{0.829}\right)^2}=158.5$$

តម្លៃនេះត្រូវបានប្រើជំនួសឱ្យ KL/r_y សម្រាប់គណនា F_{cry}

$$\lambda_c=\frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}=\frac{158.5}{\pi}\sqrt{\frac{36}{29000}}=1.778>1.5$$

ប្រើ AISC Equation E2-3

$$F_{cry} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right]F_y = \left[\frac{0.877}{(1.778)^2}\right](36) = 9.987ksi$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_o^2} = \frac{11200(2\times 0.322)}{7.5(2.52)^2} = 151.4ksi$$

$$F_{cry} + F_{crz} = 9.987 + 151.4 = 161.4ksi$$

$$F_{crft} = \left(\frac{F_{cry}+F_{crz}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry}+F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \frac{161.4}{2(0.645)}\left[1-\sqrt{1-\frac{4(9.987)(151.4)(0.645)}{(161.4)^2}}\right] = 9.748ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{crft} = 0.85(7.50)(9.748) = 62.1kips \qquad (control)$$

ចំណាំថា លទ្ធផលនៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះមានតម្លៃស្រដៀងគ្នានឹងតម្លៃដែលឱ្យនៅក្នុង column load table

ចម្លើយ: *Design strength គឺ 62kips*

ឧទាហរណ៍ ៤.១៧: *គណនាអង្កត់រងការសង្កត់បៃវែង 14 feet ដើម្បីទ្រទ្រង់បន្ទុកមេគុណ 50kips ។ ប្រើដែករូបរាង double angle ដែលមានជើងខ្លីទល់ខ្នងគ្នា និងមានគំលាតពីគ្នា $3/8$ inch ។ អង្កត់ត្រូវបានទល់ពង្រឹងនៅត្រង់ពាក់កណ្តាលប្រវែងដើម្បីទប់នឹងការកោងធៀបអ័ក្ស x (អ័ក្សដែលស្របទៅនឹងជើងវែង) ។ កំណត់ចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់នៅកណ្តាលដែលត្រូវការ (ដែកដែលពង្រឹងនៅពាក់កណ្តាលប្រវែងត្រូវបានផ្តល់គ្រឿងភ្ជាប់មួយ) ។ ប្រើដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ: *ពី column load table ជ្រើសរើស $2L3\frac{1}{2}\times 3\times\frac{1}{4}$ ដែលមានទម្ងន់ 10.8lb/ft ។ សមត្ថភាពរបស់មុខកាត់នេះគឺ 51kips ដោយឈរលើការកោងធៀបអ័ក្ស y ជាមួយនឹងប្រវែងប្រសិទ្ធភាព 14 feet ។ (រេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវគ្នានឹង flexural buckling ធៀបអ័ក្ស x គឺ 60kips ដែលឈរលើប្រវែងប្រសិទ្ធភាព 7 feet) ។*

ការកោងធៀបអ័ក្ស y ធ្វើឱ្យគ្រឿងភ្ជាប់រងកម្លាំងកាត់ ដូចនេះចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់គ្រប់គ្រាន់ ត្រូវបានដាក់ដើម្បីទប់ទល់នឹងកម្លាំងនេះ ។ តារាងបង្ហាញថា វាត្រូវការគ្រឿងភ្ជាប់ចំនួន 3 ។

ចម្លើយ: *ប្រើ $2L3\frac{1}{2}\times 3\times\frac{1}{4}$ ជាមួយនឹងគ្រឿងភ្ជាប់ចំនួន 3 សម្រាប់ប្រវែង 14 feet ។*

តម្រូវការចាំបាច់នៃការតភ្ជាប់សម្រាប់ built-up member ដែលផ្សំឡើងដោយ plate ឬ both plate ជាមួយនឹង shapes

នៅពេលដែល built-up member ដែលផ្សំឡើងដោយ rolled shapes ពីរ ឬច្រើនដោយមានគំលាតដាច់ពីគ្នា plate ត្រូវបានប្រើដើម្បីតភ្ជាប់ shape ។ AISC E4 មានការលំអិតជាច្រើនអំពីតម្រូវការចាំបាច់សម្រាប់ការតភ្ជាប់ និងទំហំរបស់ plate ។ តម្រូវការចាំបាច់នៃការតភ្ជាប់ត្រូវបានឱ្យបន្ថែមសម្រាប់ built-up compression member ដទៃទៀតដែលផ្សំឡើងដោយ plate ឬ plate ជាមួយនឹង shape ។

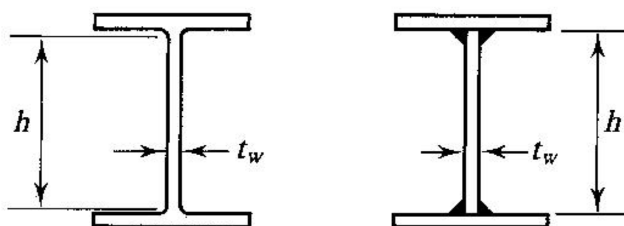
V. ធ្នឹម
Beams

៥.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

ធ្នឹមជាអង្គត់របស់គ្រឿងបង្គុំដែលទ្របន្ទុកទទឹង ដូចនេះហើយបានធ្វើឱ្យវារងនូវការពត់ (flexural or bending) ។ ប្រសិនបើមានវត្តមានបន្ទុកតាមអ័ក្សក្នុងបរិមាណមួយធំគួរសម វានឹងត្រូវបានគេហៅវាថា beam-column (ដែលនឹងត្រូវបកស្រាយនៅក្នុងជំពូកទី៦) ។ នៅក្នុងអង្គត់គ្រឿងបង្គុំខ្លះដែលមានវត្តមាន axial load ក្នុងតម្លៃតិចតួច តែឥទ្ធិពលដ៏ស្តួចស្តើងនេះត្រូវបានគេចោលនៅក្នុងការអនុវត្តជាច្រើន ហើយគេបានចាត់ទុកវាជា beam ។ ជាទូទៅធ្នឹមត្រូវបានគេដាក់ក្នុងទិសដេក និងរងនូវបន្ទុកបញ្ឈរ តែវាមិនចាំបាច់តែក្នុងករណីបែបនេះទេ ។ អង្គត់គ្រឿងបង្គុំដែលត្រូវបានគេចាត់ទុកជា beam ប្រសិនបើវារងនូវបន្ទុកយ៉ាងណាដែលធ្វើឱ្យវាកោង(bending) ។

រូបរាងមុខកាត់ (cross-sectional shape)ដែលត្រូវបានគេប្រើជាទូទៅរួមមាន W-, S- និង M-shapes ។ ពេលខ្លះ chanel shape ក៏ត្រូវបានប្រើដូចជាធ្នឹមដែលផ្សំឡើងពីដែកបន្ទះ ក្នុងទម្រង់ I-, H- ឬ box shape ។ Doubly symmetric shape ដូចជា standard rolled W-, M- និង S-shape ជារូបរាងដែលមានប្រសិទ្ធភាពជាគេ ។

FIGURE 5.1



ជាទូទៅ រូបរាងដែលបានពីការផ្សំរបស់ដែកបន្ទះត្រូវបានគេគិតជា plate girder ប៉ុន្តែ AISC Specification បែងចែក beam ពី plate girder ដោយឈរលើផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio) របស់ទ្រនុង ។ *រូបទី ៥.១* បង្ហាញទាំង hot-rolled shape និង built-up shapeជាមួយនឹងទំហំដែលត្រូវប្រើសម្រាប់ width-thickness ratios ។ ប្រសិន

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{2555}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(ខ្នាត IS)} \qquad \frac{h}{t_w} \le \frac{970}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(ខ្នាត US)}$$

អង្គត់គ្រឿងបង្គុំត្រូវបានគេចាត់ទុកជា beam ដោយមិនគិតថាវាជា rolled shape ឬជា built-up ។ ផ្នែកនេះត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង chapter F of the Specification, “Beams and Other Flexural Members” ហើយវាក៏ជាប្រធានបទដែលត្រូវយកមកនិយាយនៅក្នុងជំពូកនេះ ។ ប្រសិនបើ

$\frac{h}{t_w} > \frac{2555}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត IS) $\frac{h}{t_w} \le \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត US)

នោះអង្កត់គ្រឿងបង្គុំត្រូវបានគេចាត់ទុកជា plate girder នឹងត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង Chapter G of the specification, "Plate Girders" ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះយើងនឹងនិយាយពី plate girder ក្នុងជំពូកទី ១០ ។ ដោយសារតែ slenderness របស់ទ្រនុង plate girder ត្រូវការពិចារណាពិសេសនៅពីលើ និងពីក្រោមដែលចាំបាច់សម្រាប់ធ្នឹម ។

គ្រប់ standard hot-rolled shape ដែលអាចរកបាននៅក្នុង Manual គឺស្ថិតនៅក្នុងប្រភេទ beams ។ Built-up shape ភាគច្រើនត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា plate girder ប៉ុន្តែ built-up shape ខ្លះត្រូវបានចាត់ទុកជាធ្នឹមដោយការកំណត់របស់ AISC ។

សម្រាប់ beams, ទំនាក់ទំនងគោលរវាងឥទ្ធិពលបន្ទុក (load effects) និង strength គឺ

$$M_u \le \phi_b M_n$$

ដែល M_u = បន្សំនៃម៉ូម៉ង់មេគុណដែលធំជាងគេ

ϕ_b = មេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់ធ្នឹម $= 0.9$

M_n = nominal moment strength

Design strength, $\phi_b M_n$ នៅពេលខ្លះត្រូវបានគេហៅថា design moment ។

៥.២. កុងត្រាំងពត់ និងម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច (Bending Stress and the Plastic Moment)

ដើម្បីអាចកំណត់ nominal design strength M_n ដំបូងយើងត្រូវពិនិត្យមើលការប្រព្រឹត្តទៅ (behavior) របស់ធ្នឹមតាមរយៈនៃការដាក់បន្ទុកគ្រប់លក្ខខណ្ឌ តាំងពីបន្ទុកតូចរហូតដល់បន្ទុកដែលអាចធ្វើដោយធ្នឹមបាក់ ។ ពិចារណាធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.២ a* ដែលត្រូវបានដាក់ដោយធ្វើយ៉ាងណាឱ្យវាកោងធៀបនឹងអ័ក្សមេ (អ័ក្ស $x-x$ សម្រាប់ I- និង H-shape) ។ សម្រាប់ linear elastic material និងកំហូចទ្រង់ទ្រាយតូច ការពង្រាយកុងត្រាំងពត់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.២ b* ជាមួយនឹងកុងត្រាំងដែលត្រូវបានសន្មត់ថាពង្រាយស្មើតាមទទឹងរបស់ធ្នឹម ។ (កម្លាំងកាត់ត្រូវបានពិចារណាដោយឡែកនៅក្នុងផ្នែកទី ៥.៧) ។ ពី elementary mechanics of materials, កុងត្រាំងត្រង់ចំណុចណាមួយអាចកំណត់បានពី flexural formula:

$$f_b = \frac{My}{I_x} \qquad (5.1)$$

ដែល M ជាម៉ូម៉ង់ពត់នៅលើមុខកាត់ដែលពិចារណា, y ជាចម្ងាយកែងពីប្លង់ណឺត (neutral plane) ទៅចំណុចដែលចង់ដឹង និង I_x ជាម៉ូម៉ង់និចលភាពនៃមុខកាត់ដែលធៀបនឹងអ័ក្សណឺត ។ សម្រាប់ homogeneous

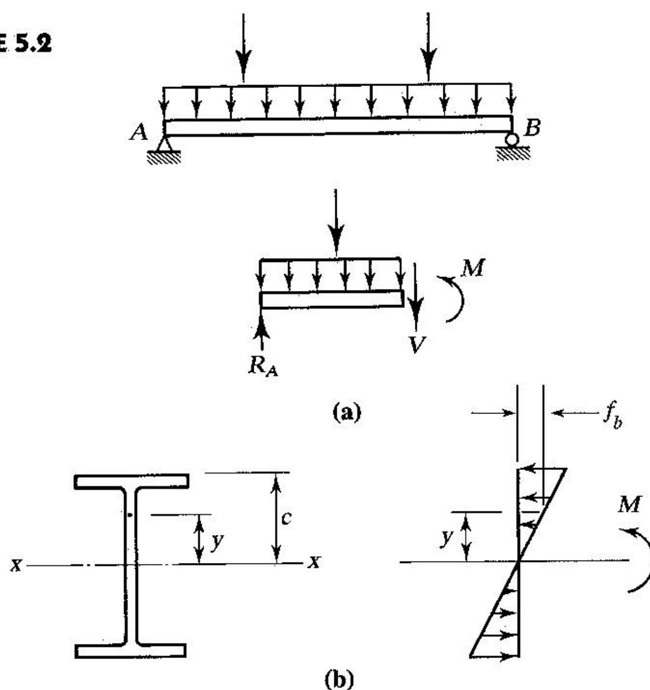
material អ័ក្សណឺតត្រួតស៊ីគ្នានឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់។ សមីការ 5.1 គឺឈរនៅលើការសន្មត់ថា ការពង្រាយ strain មានលក្ខណៈជាបន្ទាត់ពីលើដល់ក្រោម ដែលម្យ៉ាងទៀតយើងអាចសន្មត់ថា មុខកាត់ដែលរាប (plane) មុនរងការពត់នៅរក្សារាបដដែលក្រោយការពត់។ លើសពីនេះ មុខកាត់ធ្នឹមត្រូវតែមានអ័ក្សស៊ីមេទ្រីបញ្ឈរ ហើយបន្ទុកត្រូវតែស្ថិតនៅក្នុងប្លង់ដែលមានអ័ក្សសីមេទ្រីនោះ។ ធ្នឹមដែលមិនបំពេញតាមកល្ខខណ្ឌទាំងនេះ ត្រូវបានពិចារណានៅក្នុងផ្នែកទី ៥.១៣។ កុងត្រាំងអតិបរមានឹងកើតនៅសរសៃផ្នែកខាងក្រៅបំផុត ដែល y មានតម្លៃអតិបរមា។ ដូចនេះ វាមានតម្លៃអតិបរមាពីរគឺ កុងត្រាំងសង្កត់អតិបរមារនៅសរសៃផ្នែកខាងលើបំផុត និងកុងត្រាំងទាញអតិបរមានៅសរសៃផ្នែកខាងក្រោមបំផុត។ ប្រសិនបើអ័ក្សណឺតជាអ័ក្សស៊ីមេទ្រីកុងត្រាំងទាំង ពីរនេះនឹងមានតម្លៃស្មើគ្នា។

សម្រាប់កុងត្រាំងអតិបរមា សមីការ 5.1 អាចសរសេរក្នុងទម្រង់

$$f_{\max} = \frac{Mc}{I_x} = \frac{M}{I_x/c} = \frac{M}{S_x} \qquad (5.2)$$

ដែល c ជាចំណាយដែកពីអ័ក្សណឺតទៅសរសៃរផ្នែកខាងក្រៅបំផុត ហើយ S_x ជាម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិចនៃមុខកាត់ (elastic section modulus) ។ សម្រាប់គ្រប់រូបរាងមុខកាត់ section modulus មានតម្លៃថេរ។ សម្រាប់មុខ កាត់មិនស៊ីមេទ្រី S_x នឹងមានតម្លៃពីរ: មួយសម្រាប់សរសៃផ្នែកខាងលើបំផុត និងមួយទៀតសម្រាប់សរសៃផ្នែកខាងក្រោមបំផុត។ តម្លៃរបស់ S_x សម្រាប់ standard rolled shape ត្រូវបានដាក់ក្នុង dimension and properties table នៅក្នុង Manual ។

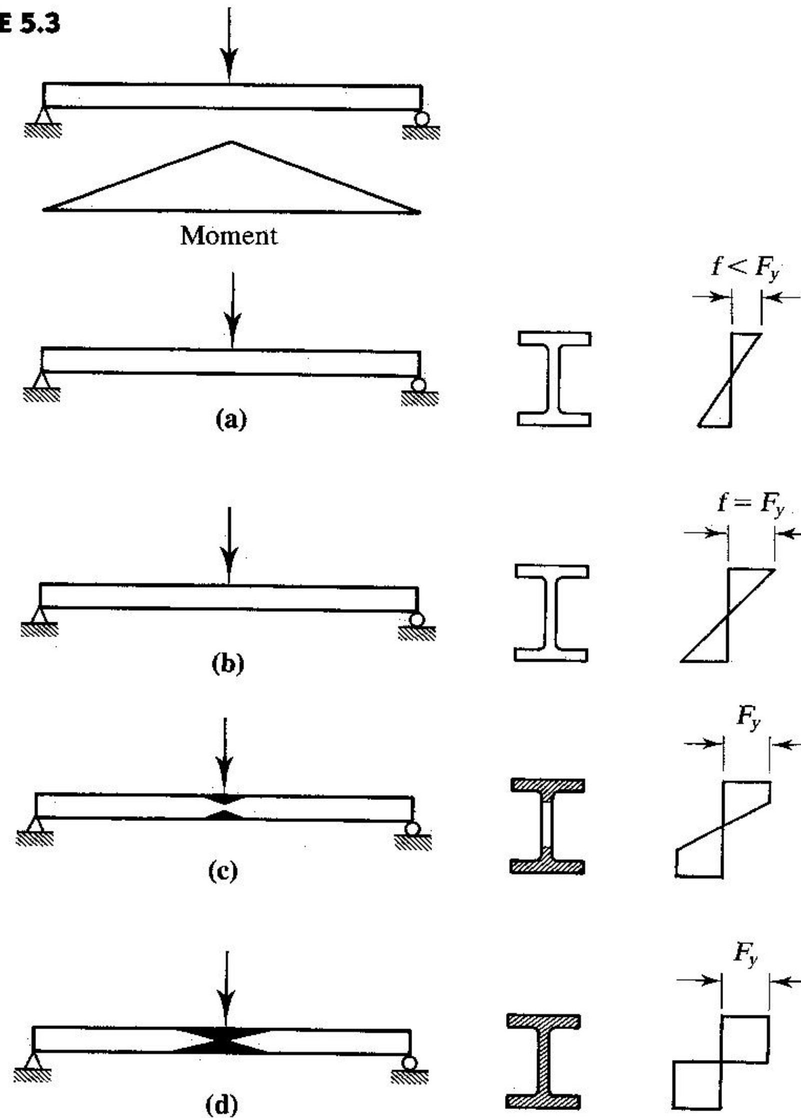
FIGURE 5.2



សមីការ 5.1 និង 5.2 មានតម្លៃទៅបានក្នុងករណីបន្ទុកតូចល្មមដែលសម្ភារៈនៅតែស្ថិតនៅក្នុង linear elastic range ។ សម្រាប់គ្រឿងបង្គុំដែក វាមានន័យថាកុងត្រាំង $f_{\max}$ មិនត្រូវធំជាង f_y ហើយមានន័យថាម៉ូម៉ង់មិនត្រូវធំជាង

$$M_y = F_y S_x$$

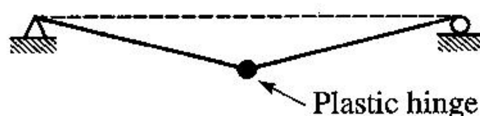
ដែល M_y ជាម៉ូម៉ង់ពត់ដែលធ្វើឱ្យធ្នឹមទៅដល់ចំណុច yielding ។



នៅក្នុង*រូបទី ៥.៣* ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញជាមួយនឹងបន្ទុកចំចំណុចនៅកណ្តាលល្វែងត្រូវបានបង្ហាញនូវការដាក់បន្ទុកតាមដំណាក់កាលជាបន្តបន្ទាប់ ។ នៅពេល yielding ចាប់ផ្តើម ការពង្រាយកុងត្រាំងនៅលើមុខកាត់លែង

មានលក្ខណៈជាបន្ទាត់ ហើយ yielding នឹងរីករាលពីសរសៃផ្នែកខាងក្រៅទៅអ័ក្សណឺត។ ក្នុងពេលជាមួយគ្នា តំបន់ដែលរង yield នឹងលាតសន្ធឹងតាមបណ្តោយធ្នឹមពីអ័ក្សកណ្តាលរបស់ធ្នឹមដែលម៉ូម៉ង់ពត់មានតម្លៃស្មើនឹង M_y នៅទីតាំងជាច្រើន។ តំបន់ដែលរង yield នេះត្រូវបានបង្ហាញដោយផ្ទៃពណ៌ខ្មៅនៅក្នុង*រូបទី ៥.៣* c និង d។ នៅក្នុង*រូបទី ៥.២* b yielding ទើបនឹងចាប់ផ្តើម។ នៅក្នុង*រូបទី ៥.២* c yielding បានរីករាលចូលទៅក្នុងទ្រនុង ហើយនៅក្នុង*រូបទី ៥.២* b មុខកាត់ទាំងមូលបាន yield។ គេត្រូវការម៉ូម៉ង់បន្ថែមក្នុងតម្លៃជាមធ្យម វាស្មើប្រហែល 12% នៃ yield moment ដើម្បីនាំធ្នឹមពីដំណាក់កាល *(b)* ទៅដំណាក់កាល *(d)* សម្រាប់ W-shape ។ នៅពេលគេទៅដល់ដំណាក់កាល *(d)* ប្រសិនបើនៅតែបន្ថែមបន្ទុកទៀតធ្នឹមនឹងបាក់ នៅពេលដែលធាតុទាំងអស់របស់មុខកាត់បានទៅដល់ yield plateau របស់ stress-strain curve ហើយ unrestrict plastic flow នឹងកើតឡើង។ Plastic hing ត្រូវបានឡើងត្រង់អ័ក្សរបស់ធ្នឹម ហើយសន្លាក់នេះជាមួយនឹងសន្លាក់ពិតប្រាកដនៅខាងចុងរបស់ធ្នឹមបង្កើតបានជា unstable machanism ។ ក្នុងពេល plastic collapse, mechanism motion ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៤*។ Structural analysis ដែលឈរលើការពិចារណា collapse mechanism ត្រូវបានគេហៅថា plastic analysis។ ការណែនាំពី plastic analysis និង design ត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង Appendix A ក្នុងសៀវភៅនេះ។

FIGURE 5.4



លទ្ធភាពម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច ដែលជាម៉ូម៉ង់ដែលត្រូវការដើម្បីបង្កើតសន្លាក់ប្លាស្ទិច អាចត្រូវបានគណនាយ៉ាងងាយស្រួលពីការពិចារណាការពង្រាយកុងត្រាំងត្រូវគ្នា។ នៅក្នុង*រូបទី ៥.៥* រេស៊ុលតង់កុងត្រាំងសង្កត់ និងកុងត្រាំងទាញត្រូវបានបង្ហាញ ដែល A_c ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលរងការសង្កត់ និង A_t ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលរងការទាញ។ ក្រឡាផ្ទៃទាំងនេះជាក្រឡាផ្ទៃដែលនៅពីខាងលើ និងពីខាងក្រោមអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិច (plastic neutral axis) ដែលមិនចាំបាច់ដូចគ្នានឹងអ័ក្សណឺតអេឡាស្ទិច។ ពីស្ថានភាពលំនឹងរបស់កម្លាំង យើងបាន

$$C = T$$

$$A_c F_y = A_t F_y$$

$$A_c = A_t$$

ដូចនេះអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិចចែកមុខកាត់ជាពីចំណែកស្មើគ្នា។ សម្រាប់រូបរាងដែលសីមេទ្រីធៀបនឹងអ័ក្សនៃការពត់ អ័ក្សណឺតអេឡាស្ទិច និងអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិចគឺដូចគ្នា។ ម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច M_p ជា resisting couple ដែលបង្កើតឡើងដោយកម្លាំងពីរស្មើគ្នា និងមានទិសដៅផ្ទុយគ្នា ឬ

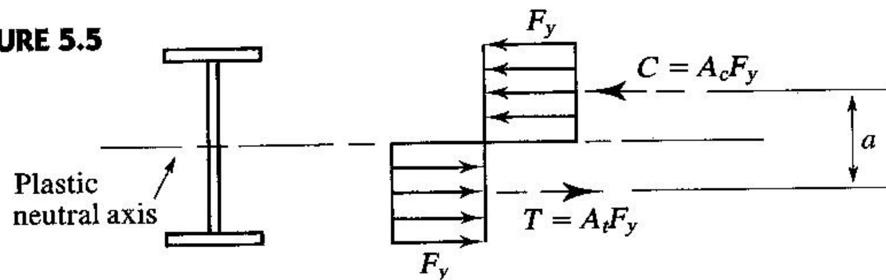
$$M_p = F_y(A_c)a = F_y(A_t)a = F_y\left(\frac{A}{2}\right)a = F_y Z$$

ដែល $A =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុប

$a =$ ចម្ងាយរវាងអ័ក្សណឺតរបស់ក្រឡាផ្ទៃពាក់កណ្តាលទាំងពីរ

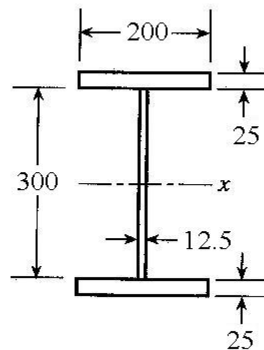
$Z = \left(\frac{A}{2}\right)a =$ ម៉ូឌុលមុខកាត់ប្លាស្ទិច (plastic section modulus)

FIGURE 5.5



ឧទាហរណ៍ ៥.១: *ជាមួយនឹង built-up shape ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៦ ចូរកំណត់ (ក) elastic section modulus S និង yielding moment M_y និង (ខ) plastic section modulus Z និង plastic moment M_p ។ ការកោងធៀបនឹងអ័ក្ស x ហើយដែកដែលប្រើគឺ A572 Grade 50 ។*

FIGURE 5.6



ដំណោះស្រាយ:

(ក) *ដោយសារវាមានលក្ខណ:ស៊ីមេទ្រី នោះ elastic neutral axis (អ័ក្ស x) ស្ថិតនៅពាក់កណ្តាលមុខកាត់ (ទីតាំងរបស់ទីប្រជុំទម្ងន់)។ ម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់មុខកាត់អាចត្រូវកំណត់បានដោយប្រើទ្រឹស្តីបទអ័ក្សស្រប (parallel axis theorem) ហើយលទ្ធផលនៃការគណនាត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៥.១ ។*

តារាង ៥.១

Component	$\bar{I}$	A	d	$\bar{I}+Ad^2$
Flange	260417	5000	162.5	132291667
Flange	260417	5000	162.5	132291667
Web	28125000	-	-	28125000
Sum				292.71×10^6

Elastic section modulus គឺ

$$S=\frac{I}{c}=\frac{292.71\cdot10^6}{25+(300/2)}=\frac{292.71\cdot10^6}{175}=1.67\cdot10^6mm^3$$

Yield moment គឺ

$$M_y=F_yS=345\times1.67=576.15kN.m$$

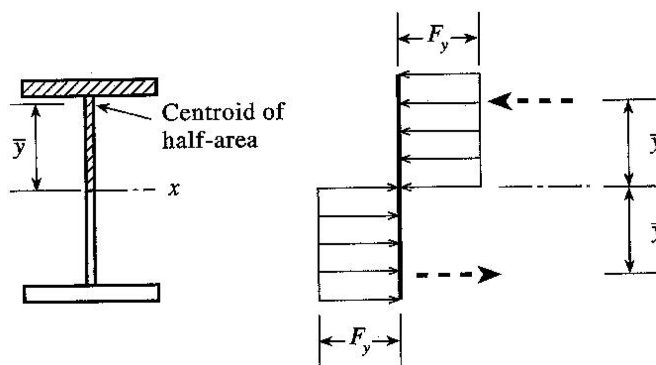
ចម្លើយ: $S=1.67\cdot10^6mm^3$ និង $M_y=576.15kN.m$

(ខ) *ដោយសាររូបរាងនេះមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រីធៀបនឹងអ័ក្ស x , នោះអ័ក្សនេះចែកមុខកាត់ជាពីរចំនែកស្មើគ្នា ហើយអ័ក្សនេះក៏ជា plastic neutral axis ដែរ។ ទីប្រជុំទម្ងន់របស់ផ្ទៃពាក់កណ្តាលខាងលើត្រូវបាន កំណត់ដោយប្រើ principle of moment ។ គិតម៉ូម៉ង់ធៀបអ័ក្សណើតនៃមុខកាត់ទាំងមូល (រូបទី ៥.៦) ហើយការគណនាត្រូវបានរៀបជាតារាង ៥.២ ។*

តារាង ៥.២

Component	A	y	Ay
Flange	5000	162.5	812500
Web	1875	75	140625
Sum	6875		953125

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{953125}{6875}=138.64mm$$



រូបទី ៥.៧ បង្ហាញថាដៃឃ្នាស់ម៉ូម៉ង់របស់ម៉ូម៉ង់គូរដែលកើតមាននៅខាងក្នុងគឺ

$$a=2\bar{y}=2(138.64)=277.28mm$$

ហើយ plastic section modulus គឺ

$$Z=\left(\frac{A}{2}\right)a=6875\times 277.28=1.906\cdot 10^{6}mm^{3}$$

Plastic moment គឺ

$$M_p=F_yZ=345\times 1.906=657.6kN.m$$

ចម្លើយ: $Z=1.906\cdot 10^{6}mm^{3}$ និង $M_p=657.6kN.m$

ឧទាហរណ៍ ៥.២: គណនា plastic moment, M_p សម្រាប់ $W10\times 60$ របស់ដែក A36 ។

ដំណោះស្រាយ: ពី dimensions and properties tables នៅក្នុង Part1 of the Manual

$$A=17.6in^{2}$$
$$\frac{A}{2}=\frac{17.6}{2}=8.8in$$

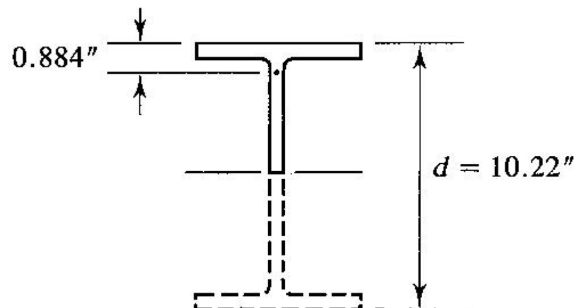
ទីប្រជុំទម្ងន់សម្រាប់ក្រឡាផ្ទៃពាក់កណ្តាលអាចរកបានពីក្នុងតារាងសម្រាប់ WT-shapes ដែលត្រូវបានកាត់ចេញពី W-shapes ។ រូបរាងដែលត្រូវគ្នារបស់វាគឺ $WT5\times 30$ ហើយចម្ងាយពីផ្ទៃខាងក្រៅបំផុតរបស់ស្លាបទៅទីប្រជុំទម្ងន់គឺ $0.884in$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៨ ។

$$a=d-2(0.884)=10.22-2(0.884)=8.452in$$
$$Z=\left(\frac{A}{2}\right)a=8.8(8.452)=74.38in^{3}$$

លទ្ធផលដែលទទួលបាននេះមានតម្លៃប្រហាក់ប្រហែលនឹងតម្លៃដែលឱ្យនៅក្នុង dimensions and properties tables (ភាពខុសគ្នាបណ្តាលមកពីការគិតចំនួនខ្ទង់ក្រោយខ្សៀស)

ចម្លើយ: $M_p=F_yZ=36(74.38)=2678in.-kips=223ft-kips$

FIGURE 5.8



៥.៣. លំនឹង (Stability)

ប្រសិនបើធ្នឹមអាចរក្សាលំនឹងរបស់វាបានរហូតដល់វាស្ថិតក្នុងលក្ខខណ្ឌប្លាស្ទិចពេញលេញ នោះ nominal moment strength ត្រូវបានគេគិតថាមានតម្លៃស្មើនឹង plastic moment capacity ដែល

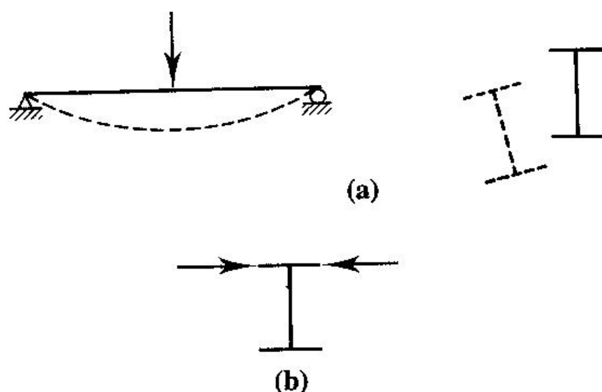
$$M_n = M_p$$

ផ្ទុយមកវិញ $M_n < M_p$ ។

ដូចករណីសសរដែរ ភាពគ្មានលំនឹងអាចមានន័យជាលក្ខណៈសរុប ឬអាចមានន័យជាលក្ខណៈដោយតំបន់។ ការកោងរបស់អង្គត់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៩ a ។* នៅពេលធ្នឹមកោង តំបន់រងការសង្កត់ (ផ្នែកខាងលើអ័ក្សណឺត) មានលក្ខណៈ និងការធ្វើការស្រដៀងនឹងសសរ ហើយវានឹង buckle ប្រសិនបើផ្នែករបស់មុខកាត់មានលក្ខណៈស្រាវគ្រប់គ្រាន់។ តែវាមិនដូចសសរ ដោយសារតំបន់រងការសង្កត់រប់មុខកាត់ត្រូវបានទប់ដោយផ្នែកដែលរងការទាញ ហើយភាពដាបមកខាងក្រៅ (flexural buckling) ត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយ twisting (torsion)។ ការបង្កើតនូវភាពគ្មានលំនឹងនេះត្រូវបានគេហៅថា lateral-torsional buckling (LTB)។ គេអាចបង្ការ Lateral-torsional buckling បានដោយ lateral bracing តំបន់រងការសង្កត់ ជាពិសេសស្លាបដែលរងការសង្កត់ជាមួយនឹងចន្លោះគ្រប់គ្រាន់។ ការពង្រឹងនេះត្រូវបានបង្ហាញលក្ខណៈនិមិត្តសញ្ញានៅក្នុង*រូបទី ៥.៩ b*។ ដូចអ្វីដែលយើងបានឃើញ moment strength អាស្រ័យទៅនឹងប្រវែងផ្នែកដែលមិនបានពង្រឹងដែលជាចម្ងាយរវាងចំណុចនៃទម្រខាង (lateral support) ។

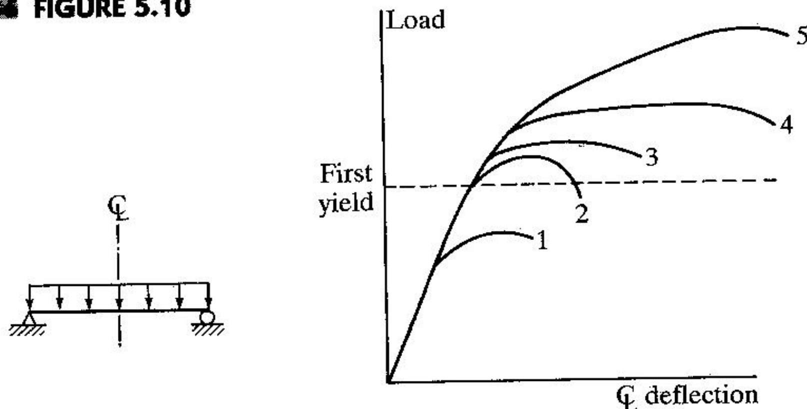
ទោះបីជាធ្នឹមអាចទទួលម៉ូម៉ង់គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យវាទៅដល់លក្ខខណ្ឌប្លាស្ទិចពេញលេញ វាក៏ត្រូវអាស្រ័យថាតើវាបានរក្សា cross-sectional integrity ឬអត់។ វានឹងបាត់បង់ integrity ប្រសិនបើផ្នែករងការសង្កត់ណាមួយរបស់មុខកាត់ buckle។ ប្រភេទ buckling អាចជា compression flange buckling ដែលគេហៅថា flange local buckling (FLB) ឬ buckling នៃផ្នែករងការសង្កត់របស់ទ្រនុង ដែលគេហៅថា web local buckle (WLB)។ ដូចដែលបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូក ៤ ប្រភេទ local buckling ផ្សេងទៀតកើតឡើងដោយអាស្រ័យនឹង width-thickness ratio របស់ផ្នែករងការសង្កត់របស់មុខកាត់។

FIGURE 5.9



រូបទី ៥.១០ បង្ហាញពីឥទ្ធិពលរបស់ local and lateral-torsional buckling ។ ធ្នឹមប្រាំជាច់ដោយឡែកត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងក្រាភិចនៃបន្ទុក-ភាពដាប ។ ខ្សែកោងទី 1 ជាខ្សែកោងបន្ទុក-ភាពដាបរបស់ធ្នឹមដែលគ្មានលំនឹង (ដោយវិធីណាក៏ដោយ) ហើយបាត់បង់លទ្ធភាពទ្រទ្រង់បន្ទុករបស់វាមុនពេលវាទៅដល់ first yield *(រូបទី ៥.៣b)* ។ ខ្សែកោង 2 និង 3 ត្រូវគ្នានឹងធ្នឹមដែលអាចទ្រទ្រង់បន្ទុកដោយឆ្លងកាត់ first yield ប៉ុន្តែមិនបានយូរគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីបង្កើតសន្លាក់ប្លាស្ទិច និងទទួលបាន plastic collapse ។ ប្រសិនបើវាអាចទៅដល់ plastic collapse នោះខ្សែកោងបន្ទុក-ភាពដាបនឹងមានលក្ខណៈដូចខ្សែកោង 4 ឬ 5 ។ ខ្សែកោង 4 សម្រាប់ករណីម៉ូម៉ង់ស្មើនៅពេញប្រវែងធ្នឹមទាំងមូល ហើយខ្សែកោង 5 សម្រាប់ធ្នឹមដែលរងម៉ូម៉ង់ប្រែប្រួល (moment gradient) ។ គេអាចទទួលបានការគណនាប្រកបដោយសុវត្ថិភាពជាមួយនឹងធ្នឹមដែលត្រូវគ្នានឹងខ្សែកោងណាមួយនៃខ្សែកោងទាំងនេះ ប៉ុន្តែខ្សែកោង 1 និង 2 បង្ហាញពីការប្រើសម្ភារៈដោយគ្មានលក្ខណៈប្រសិទ្ធភាព ។

FIGURE 5.10



៥.៤. ចំណាត់ថ្នាក់របស់រូបរាង (Classification of Shapes)

AISC ចាត់ចំណាត់ថ្នាក់រូបរាងមុខកាត់ជា compact, noncompact ឬ slender អាស្រ័យនឹងតម្លៃរបស់ width-thickness ratios ។ សម្រាប់ I- និង H-shapes ផលធៀបសម្រាប់ស្លាប (unstiffened element) គឺ $b_f/2t_f$ ហើយផលធៀបសម្រាប់ទ្រនុង (stiffened element) គឺ h/t_w ។ គេអាចរកបាន ការចាត់ចំណាត់ថ្នាក់របស់មុខកាត់នៅក្នុង Section B5 of the specification, “Local Buckling” in Table B5.1 ។ វានឹងត្រូវបានសង្ខេបដូចខាងក្រោម ។ ដោយយក

$\lambda =$ width-thickness ratio

$\lambda_p =$ upper limit for compact category

$\lambda_r =$ upper limit for noncompact category

នោះ ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$ ហើយស្លាបភ្ជាប់ទៅនឹងទ្រនុងជាប់គ្មានដាច់ នោះរូបរាងមានលក្ខណៈ compact ។

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ នោះរូបរាងមានលក្ខណៈ uncompact ។

ប្រសិនបើ $\lambda > \lambda_r$ នោះរូបរាងមានលក្ខណៈ slender ។

ចំណាត់ថ្នាក់ត្រូវឈរលើ width-thickness ratio របស់មុខកាត់ដែលមានតម្លៃធំជាង។ ឧទាហរណ៍ ប្រសិនបើទ្រនុងជា compact ហើយស្លាបជា noncompact នោះរូបរាងត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា noncompact ។ តារាង ៥.៣ ត្រូវបានដកស្រង់ចេញពី AISC Table B5.1 និងមាន width-thickness ratio សម្រាប់មុខកាត់ hot-rolled I- និង H-shape ។

តារាង ៥.៣ Width-thickness parameters*

Element	λ	λ_p		λ_r	
		IS	US	IS	US
Flange	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{F_y - 69}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
Web	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
* សម្រាប់ hot-rolled I- និង H-shape រងការពត់					

៥.៥. Bending Strength of Compact Shapes

ធ្នឹមអាចបាក់ដោយវាទទួលម៉ូម៉ង់ M_p ហើយវាក្លាយជាប្លាស្ទិចពេញលេញ ឬក៏វាអាចបាក់ដោយ

1. lateral-torsional buckling (LTB), ដោយ elastically ឬ inelastically
2. flange local buckling (FLB), ដោយ elastically ឬ inelastically
3. web local buckling (WLB), ដោយ elastically ឬ inelastically

ប្រសិនបើកុងត្រាំងពត់អតិបរមា (maximum bending stress) តូចជាងដែនសមាមាត្រ (proportional limit) នៅពេលដែល buckling កើតឡើង failure នេះត្រូវបានគេហៅថា elastic ។ ប្រសិនបើមិនអញ្ចឹងនេះ វាជា inelastic ។ (សូមមើលការបកស្រាយដែលទាក់ទងនៅក្នុងផ្នែក ៤.២ របស់មេរៀនទី ៤ ។)

ដើម្បីងាយស្រួល ជាដំបូងយើងចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ធ្នឹមជា compact, noncompact ឬ slender ។ ការរៀបរាប់នៅក្នុងផ្នែកនេះអនុវត្តចំពោះធ្នឹមពីរប្រភេទ: (1) hot-rolled I-និង H-shape កោងធៀបអ័ក្សខ្លាំង ហើយដែលបន្ទុកនៅក្នុងប្លង់នៃអ័ក្សខ្សោយ ហើយ (២) channels កោងធៀបអ័ក្សខ្លាំង ហើយបន្ទុកដាក់តាម shear center ឬក៏ត្រូវបានទប់ប្រឆាំងនឹងការរមួល ។ (Shear center ជាចំណុចនៅលើមុខកាត់ ដែលតាមចំណុចនេះបន្ទុកទទឹងត្រូវបានកាត់តាម ប្រសិនបើធ្នឹមកោងដោយគ្មានការរមួល ។) វានឹងកើតមានចំពោះ I-និង H-

Shapes ។ គេមិនពិចារណាអំពី Hybrid beam (ដែលស្លាប និងទ្រនុងរបស់វាមានរេស៊ីស្តង់ផ្សេងគ្នា) ទេ ហើយសមីការ AISC ខ្លះនឹងត្រូវបានកែប្រែបន្តិចបន្តួចដើម្បីឆ្លើយតបទៅនឹងការកំណត់នេះ ដោយគេជំនួស F_{yf} និង F_{yw} ដែលជា yield strength របស់ស្លាប និងទ្រនុងដោយ F_y ។

យើងចាប់ផ្តើមជាមួយនឹង compact shape ដែលត្រូវបានកំណត់ជារូបរាងដែលទ្រនុងរបស់វាត្រូវបានភ្ជាប់ទៅស្លាបជាប់ឥតដាច់ ហើយដែលបំពេញនូវតម្រូវការ width-thickness ratio ខាងក្រោមសម្រាប់ស្លាប និងទ្រនុង៖

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{170}{\sqrt{F_y}} \text{ និង } \frac{h}{t_w} \le \frac{1680}{\sqrt{F_y}} \text{ (ខ្នាតជា IS)} \qquad \frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_y}} \text{ និង } \frac{h}{t_w} \le \frac{640}{\sqrt{F_y}} \text{ (ខ្នាតជា IS)}$$

សម្រាប់គ្រប់ standard hot-rolled shape ដែលបានរាយឈ្មោះនៅក្នុង Manual បានគោរពលក្ខខណ្ឌខាងលើ ដូចនេះគេត្រូវការពិនិត្យតែផលធៀបស្លាបប៉ុណ្ណោះ។ រូបរាងភាគច្រើនក៏បំពេញតម្រូវការរបស់ស្លាបដែរ ដូចនេះ វាត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា compact ។ ប្រសិនបើធ្នឹមជា compact ហើយមានទម្រខាងជាប់ ឬ unbraced length ខ្លី នោះ nominal moment strength, M_n ជា plastic moment capacity ពេញរបស់រូបរាង M_p ។ សម្រាប់អង្គត់ដែលមិនមានទម្រខាងគ្រប់គ្រាន់ moment resistance ត្រូវបានកំណត់ដោយ lateral-torsional buckling strength ដែលមានលក្ខណៈជា elastic ឬ inelastic ។

ប្រភេទទីមួយ (laterally supported compact beam) ជាករណីដែលធម្មតា និងសាមញ្ញជាងគេ។ AISC F1.1 ឱ្យ nominal strength ជា

$$M_n = M_p \qquad \text{(AISC Equation F1.1)}$$

ដែល $M_p = F_y Z \le 1.5 M_y$

តម្លៃកំណត់ដោយ $1.5M_y$ សម្រាប់ M_p គឺដើម្បីការពារបន្ទុកដែលធ្វើការលើសលប់ និងត្រូវបានបំពេញ នៅពេលដែល

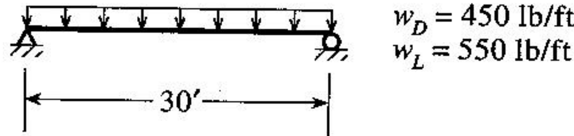
$$F_y Z \le 1.5 F_y S \qquad \text{ឬ} \qquad \frac{Z}{S} \le 1.5$$

សម្រាប់ I- និង H-shape កោងធៀបអ័ក្សខ្លាំង នោះ Z/S តែងតែតូចជាង 1.5 ជានិច្ច។ (ប៉ុន្តែសម្រាប់ I- និង H-shape កោងធៀបអ័ក្សខ្សោយ នោះ Z/S នឹងមិនដែលតូចជាង 1.5 ទេ។)

ឧទាហរណ៍ ៥.៣: *ធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.១១ ជាដែល A36 ដែលមានរូបរាង W16×31 ។ វាទ្រកំរាលខណ្ឌបេតុងអារម៉េដែលផ្តល់នូវ continuous lateral support ដល់ស្លាបរងការសង្កត់។ Service dead*

load គឺ 450lb/ft ។ បន្ទុកនេះត្រូវបានដាក់ពីលើធ្នឹម វាមិនត្រូវបានគិតបញ្ចូលបន្ទុកផ្ទាល់របស់ធ្នឹមទេ។ *Service live load* គឺ 550lb/ft ។ តើធ្នឹមនេះមាន *moment strength* គ្រប់គ្រាន់ឬទេ?

FIGURE 5.11



ដំណោះស្រាយ: *Service dead load* សរុប ដោយរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់របស់ធ្នឹមគឺ

$$w_D = 450 + 31 = 481 lb/ft$$

សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញរងបន្ទុកពង្រាយស្មើ ម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមាកើតមាននៅកណ្តាលល្វែងស្មើនឹង

$$M_{\max} = \frac{1}{8} wL^2$$

ដែល w *ជាបន្ទុកដែលមានខ្នាតកម្លាំងលើឯកត្តាប្រវែង ហើយ* L *ជាប្រវែងល្វែង ។ នោះ*

$$M_D = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{0.481 \times 30^2}{8} = 54.11 ft-kips$$

$$M_L = \frac{0.55 \times 30^2}{8} = 61.88 ft-kips$$

ដោយសារ dead load តូចជាង live load មិនបាន 8 ដង នោះបន្សំបន្ទុក A4-2 នឹងមានតម្លៃធំជាងគេ:

$$M_u = 1.2 M_D + 1.6 M_L = 1.2 \times 54.11 + 1.6 \times 61.88 = 164 ft-kips$$

ម្យ៉ាងវិញទៀត បន្ទុកអាចត្រូវបានគិតមេគុណមុន

$$w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 \times 0.431 + 1.6 \times 0.550 = 1.457 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8} w_u L^2 = \frac{1.457 \times 30^2}{8} = 164 ft-kips$$

ត្រួតពិនិត្យ compactness :

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.3 \quad \text{(ពី Part 1 of the Manual)}$$

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.8 > 6.3$$ *ដូចនេះ ស្លាបជា compact* ។

$$\frac{h}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(សម្រាប់គ្រប់រូបរាងនៅក្នុង Manual)}$$

ដូចនេះ $W16 \times 31$ *ជា compact សម្រាប់ដែក A36* ។

ដោយសារធ្នឹមជា compact ហើយមានទម្រខាង

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 36(54.0) = 1944 in-kips = 162 ft-kips$$

ត្រួតពិនិត្យសម្រាប់ $M_p \le 1.5 M_y$:

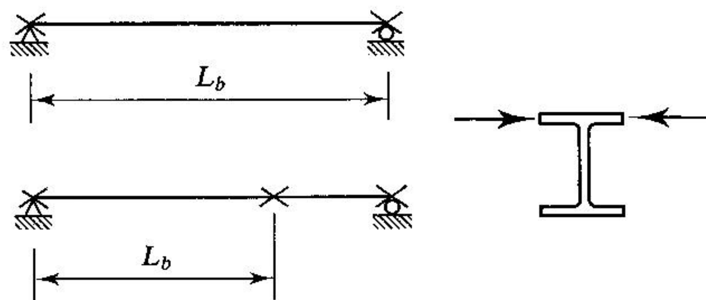
$$\frac{Z_x}{S_x} = \frac{54}{47.2} = 1.15 < 1.5 \qquad (OK)$$

$$\phi_b M_n = 0.90(162) = 146\, ft-kips < 164\, ft-kips \qquad (NG)$$

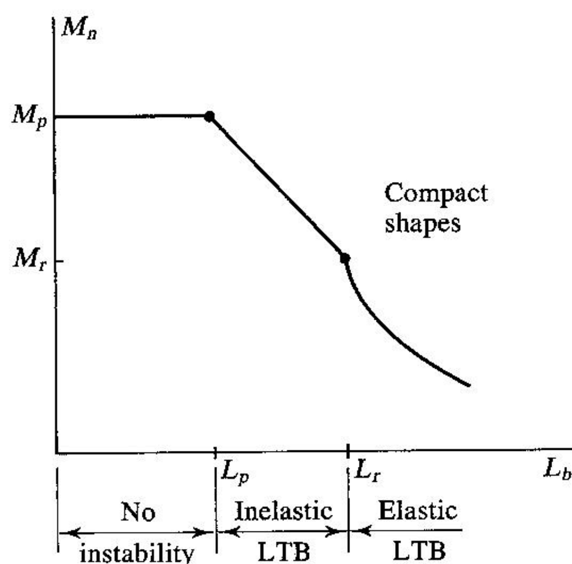
ចម្លើយ: *Design moment តូចជាងម៉ូម៉ង់មេគុណ ដូចនេះ* $W16\times31$ *មិនគ្រប់គ្រាន់ ។*

ទោះបីជាការត្រួតពិនិត្យសម្រាប់ $M_p \le 1.5 M_y$ ត្រូវបានធ្វើនៅក្នុងឧទាហរណ៍ខាងលើ ប៉ុន្តែវាមិនចាំបាច់សម្រាប់ I- និង H-shape កោងធៀបអ័ក្សខ្លាំង ហើយវាមិនត្រូវបានធ្វើដដែលៗនៅក្នុងសៀវភៅនេះទេ ។

FIGURE 5.12



Strength moment របស់ compact shape ជាអនុគមន៍នឹង unbraced length, L_b ដែលត្រូវបានកំណត់ជាចម្ងាយរវាងចំណុចនៃទម្រខាង ឬការពង្រឹង ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ បង្ហាញចំណុចនៃទម្រខាងដោយ “X” ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.១២*។ ទំនាក់ទំនងរវាង nominal strength M_n និង unbraced length ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.១៣* ។ ប្រសិនបើ unbraced length មិនធំជាង L_p ធ្នឹមត្រូវបានពិចារណាមានទម្រខាងពេញ ហើយ $M_n = M_p$ ។ ប្រសិនបើ L_b ធំជាង L_p ប៉ុន្តែតូចជាង ឬស្មើប៉ារ៉ាម៉ែត្រ L_r នោះរេស៊ីស្តង់នឹងឈរលើ inelastic LTB ។ ប្រសិនបើ L_b ធំជាង L_r នោះរេស៊ីស្តង់នឹងឈរលើ elastic LTB ។



គេអាចរកសមីការសម្រាប់ theorical elastic lateral-torsional buckling strength នៅក្នុង Theory of Elastic Stability (Timoshenko and Gere, 1961) និងជាមួយការផ្លាស់ប្តូរនិមិត្តសញ្ញាខ្លះ សមីការនេះមានរាងដូចខាងក្រោម:

$$M_n = \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \qquad (5.3)$$

ដែល $L_b =$ unbraced length

$G =$ shear modulus $= 77225 MPa$ ឬ $= 11200 ksi$ សម្រាប់គ្រឿងបង្គុំដែក

$J =$ torsional constant

$C_w =$ warping constant (mm^6)

ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់នៅពេលដែល lateral-torsional buckling កើតឡើងធំជាងម៉ូម៉ង់ដែលត្រូវគ្នានឹង first yield នោះ strength ឈរនៅលើ inelastic behavior ។ ម៉ូម៉ង់ដែលត្រូវគ្នានឹង first yield គឺ

$$M_r = F_L S_x \qquad \text{(AISC Equation F1-7)}$$

ដែល F_L ជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម $(F_{yf} - F_r)$ និង F_{yw} ។ នៅក្នុងសមីការនេះ yield stress នៅក្នុងស្លាបត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយ F_r កុងត្រាំងដែលនៅសល់ (residual stress) ។ សម្រាប់ nonhybrid member, $F_{yf} = F_{ym} = F_y$ ហើយ F_L តែងតែស្មើនឹង $F_y - F_r$ ។ តទៅមុខទៀតនៅក្នុងជំពូកនេះ យើងជំនួស F_L ដោយ $F_y - F_r$ ។ ជាឧទាហរណ៍ យើងសរសេរ AISC Equation E1-7 ជា

$$M_r = (F_y - F_r)S_x \qquad \text{(AISC Equation F1-7)}$$

ដែលកុងត្រាំងដែលនៅសល់ $F_r = 10ksi = 69MPa$ សម្រាប់ rolled-shapes និង $F_r = 16.5ksi = 114MPa$ សម្រាប់ welded built-up shapes ។ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.១៣ ព្រំដែនរវាង elastic behavior និង inelastic behavior គឺ unbraced length L_r ដែលតម្លៃរបស់ L_r ត្រូវបានទទួលពីសមីការ 5.3 នៅពេលដែល M_n ត្រូវបានដាក់ឱ្យស្មើ M_r ។ គេទទួលបានសមីការខាងក្រោម:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} \qquad \text{(AISC Equation F1-6)}$$

ដែល

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 \qquad \text{(AISC Equation F1-8 and F1-9)}$$

ដូចករណីសសរដែរ inelastic behavior របស់ធ្នឹមមានលក្ខណៈស្មុគស្មាញជាង elastic behavior ជាទូទៅគេច្រើនប្រើរូបមន្តដែលបានមកពីការពិសោធ (empirical formulas) ។ ជាមួយនឹងការកែតម្រូវដ៏តិចតួច AISC បានឱ្យប្រើសមីការខាងក្រោម:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \qquad (5.4)$$

ដែល $L_p = \dfrac{790 r_y}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត IS) $\qquad L_p = \dfrac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត US) (AISC Equation F1-4)

Nominal bending strength របស់ compact beam ត្រូវបានបង្ហាញដោយសមីការ 5.3 និង 5.4 រងនូវ upper limit M_p សម្រាប់ inelastic beam ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់ដែលអនុវត្តពង្រាយស្មើលើ unbraced length L_b ។ ប្រសិនបើដូចនោះទេ វាមាន moment gradient ហើយសមីការ 5.3 និង 5.4 ត្រូវបានកែសម្រួលដោយមេគុណ C_b ។ មេគុណនេះត្រូវបានឱ្យដោយ AISC F1.2 ក្នុងទម្រង់

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad \text{(AISC Equation F1-3)}$$

ដែល M_{max} = តម្លៃដាច់ខាតរបស់ម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុង unbraced length (including the end points)

M_A = តម្លៃដាច់ខាតរបស់ម៉ូម៉ង់នៅចំណុចមួយភាគបួននៃ unbraced length

M_B = តម្លៃដាច់ខាតរបស់ម៉ូម៉ង់នៅចំណុចពាក់កណ្តាលនៃ unbraced length

M_C = តម្លៃដាច់ខាតរបស់ម៉ូម៉ង់នៅចំណុចបីភាគបួននៃ unbraced length

នៅពេលម៉ូម៉ង់ពត់ពង្រាយស្មើ តម្លៃ C_b ស្មើនឹង

$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3M + 4M + 3M} = 1.0$$

ឧទាហរណ៍ ៥.៤: *កំណត់ C_b សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញទ្រទម្ងន់ពង្រាយស្មើជាមួយតែនឹងការទប់ខាងនៅខាងចុងប៉ុណ្ណោះ ។*

ដំណោះស្រាយ: *ដោយសារលក្ខណ:ស៊ីមេទ្រី ម៉ូម៉ង់អតិបរមាស្ថិតនៅកណ្តាលល្វែង ដូចនេះ*

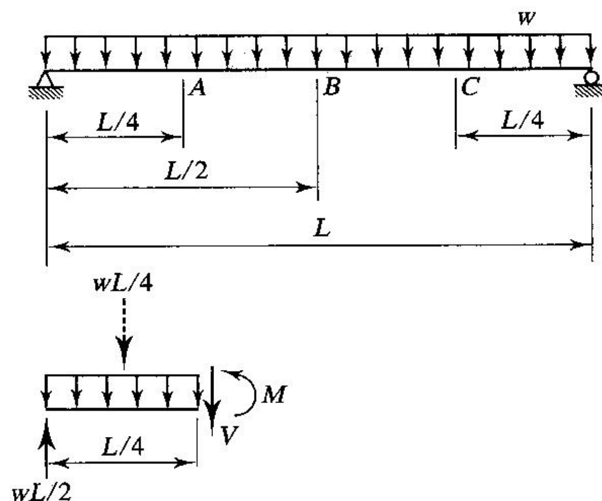
$$M_{\max} = M_B = \frac{1}{8} wL^2$$

ដូចគ្នា ដោយសារលក្ខណ:ស៊ីមេទ្រី ម៉ូម៉ង់នៅចំណុចមួយភាគបីស្មើម៉ូម៉ង់នៅចំណុចបីភាគបួន ។ រូបទី ៥.១៤

$$M_A = M_C = \frac{wL}{2}\left(\frac{L}{4}\right) - \frac{wL}{4}\left(\frac{L}{8}\right) = \frac{wL2}{8} - \frac{wL^2}{32} = \frac{3}{32} wL^2$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5(1/8)}{2.5(1/8) + 3(3/32) + 4(1/8) + 3(3/32)} = 1.14$$

ចម្លើយ: $C_b = 1.14$



រូបទី ៥.១៥ បង្ហាញពីតម្លៃរបស់ C_b សម្រាប់ករណីធម្មតាជាច្រើននៃការដាក់បន្ទុក និងទម្រខាង ។

សម្រាប់ unbraced cantilever beams, AISC កំណត់តម្លៃ $C_b = 1.0$ ។ តម្លៃ 1.0 ជាតម្លៃតូច (ដោយមិនគិតពីរូបរាងរបស់ធ្នឹម និងការដាក់បន្ទុក) ប៉ុន្តែក្នុងករណីខ្លះវាជាតម្លៃដែលតូចមែនទែន។ ការកំណត់ទាំងអស់នៃ nominal moment strength សម្រាប់ compact shapes អាចត្រូវបានសង្ខេបដូចខាងក្រោម:

សម្រាប់ $L_b \le L_p$,

$$M_n = M_p \le 1.5M_y \qquad \text{(AISC Equation F1-1)}$$

សម្រាប់ $L_p < L_b \le L_r$,

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(AISC Equation F1-2)}$$

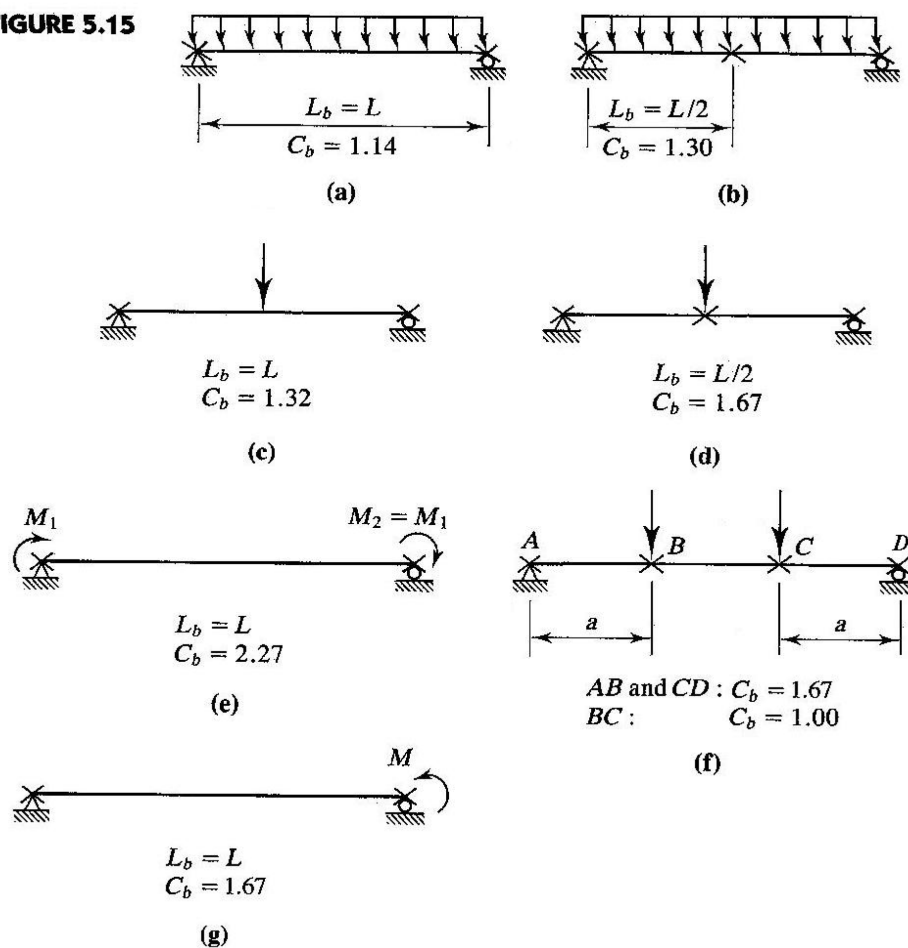
សម្រាប់ $L_p > L_r$,

$$M_n = M_{cr} \le M_p \qquad \text{(AISC Equation F1-12)}$$

ដែល $$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \qquad \text{(AISC Equation F1-13)}$$

$$= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y}\sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2\left(L_b / r_y\right)^2}}$$

តម្លៃថេរ X_1 និង X_2 ត្រូវបានកំណត់ពីមុន ហើយត្រូវបានរាយជាតារាងនៅក្នុង dimensions and properties tables in the Manual ។



ឥទ្ធិពលរបស់ C_b ទៅលើ nominal strength ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី៥.១៦*។ ទោះបីជា strength សមាមាត្រដោយផ្ទាល់ទៅនឹង C_b ក៏ដោយ តែក្រាភិចនេះបានបង្ហាញយ៉ាងច្បាស់ពីសារៈសំខាន់របស់ upper limit M_p ដោយមិនគិតពីសារៈសំខាន់របស់សមីការដែលត្រូវប្រើសម្រាប់ M_n ។

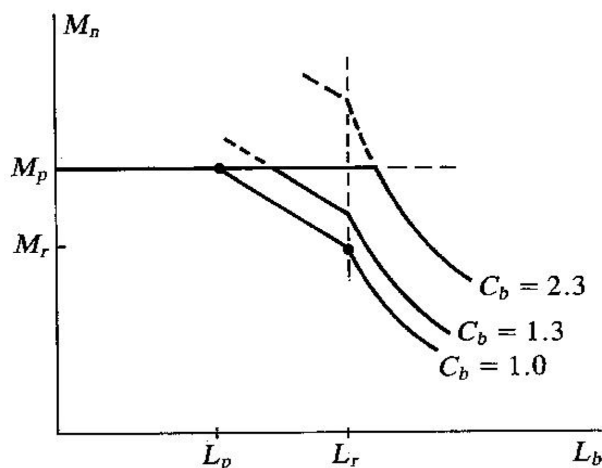
ឧទាហរណ៍ ៥.៤: *កំណត់ design strength* $\phi_b M_n$ *សម្រាប់* W14×68 *របស់ដែក* A242 *ដែល:*

ក. *ទម្រខាងជាប់*

ខ. *unbraced length* $= 20\,ft$, $C_b = 1.0$

គ. *unbraced length* $= 20\,ft$, $C_b = 1.75$

FIGURE 5.16



ដំណោះស្រាយ:

ក. *ពី Part 1 of the Manual* ,W14×68 *គឺស្ថិតនៅក្នុង shape group 2 ,ដូចនេះវាអាចមាន yield stress*

$F_y = 50ksi$, *កំណត់ថាតើរូបរាងនេះជា compact, noncompact ឬ slender ។*

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.0 < \frac{65}{\sqrt{50}}$$

រូបរាងនេះគឺ compact ដូចនេះ

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 50(115) = 5750 in.-kips = 479.2\,ft-kips$$

ចម្លើយ: $\phi_b M_n = 0.9(479.2) = 431\,ft-kips$

ខ. $L_b = 20\,ft$ និង $C_b = 1.0$ ។ *គណនា* L_p *និង* L_r :

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \times 2.46}{\sqrt{50}} = 104.4 in. = 8.7\ ft$$

ពី torsion properties tables in Part 1 of the Manual,

$$J = 3.02 in^4 \text{ និង } C_w = 5380 in^6$$

ទោះបីជា X_1 និង X_2 ត្រូវបានរៀបជាតារាងនៅក្នុង dimensions and properties table in part 1 of the Manual យើងនឹងគណនាវានៅទីនេះសម្រាប់បង្ហាញ

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{103}\sqrt{\frac{29000(11200)(3.02)(20)}{2}} = 3021 ksi$$

$$X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = 4\left(\frac{5380}{121}\right)\left(\frac{103}{11200 \times 3.02}\right)^2 = 0.001649 ksi^{-2}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$= \frac{2.46(3021)}{(50-10)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.001649(50-10)^2}} = 316.8 in = 26.40\ ft$$

ដោយសារ $L_p < L_b < L_r$ strength ឈរលើ inelastic LTB និង

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = \frac{(50-10)(103)}{12} = 343.3\ ft - kips$$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$

$$= 1.0\left[479.2 - (479.2 - 343.3)\left(\frac{20 - 8.7}{26.4 - 8.7}\right)\right]$$

ចម្លើយ: $\phi_b M_n = 0.90(392.4) = 353\ ft - kips$

គ. $L_b = 20\ ft$ និង $C_b = 1.75$ ។ Design strength សម្រាប់ $C_b = 1.75$ គឺស្មើនឹង 1.75 ដងនៃ Design strength សម្រាប់ $C_b = 1.0$ ។ ដូចនេះ

$$M_n = 1.75(392.4) = 686.7\ ft - kips > M_p = 479.2\ ft - kips$$

Nominal strength មិនអាចធំជាង M_p , ដូចនេះប្រើ nominal strength $M_n = 479.2\ ft - kips$

ចម្លើយ: $\phi_b M_n = 0.90(479.2) = 431\ ft - kips$

Part 4 of the Manual of Steel Construction, “Beam and Girder Design,” មានតារាងមានប្រយោជន៍ជាច្រើនសម្រាប់វិភាគ និងគណនាធ្នឹម ។ ជាឧទាហរណ៍ Load Factor Design Selection Table រាយនូវរូបរាង

ដែលប្រើជាទូទៅសម្រាប់ធ្នឹម ដែលត្រូវបានរៀបជាលំដាប់នៃ Z_x ។ ដោយសារ $M_p = F_y Z_x$ រូបរាងក៏ត្រូវបានរៀបជាលំដាប់នៃ design moment $\phi_b M_p$ ។ តម្លៃថេរដទៃទៀតដែលមានប្រយោជន៍ក៏ត្រូវបានរៀបជាតារាងដែលរួមមាន L_p និង L_r (ដែលជាផ្នែកមួយដែលគួរឱ្យធុញទ្រាន់ក្នុងការគណនា) ។

Plastic Analysis

នៅក្នុងករណីជាច្រើន ម៉ូម៉ង់មេគុណអតិបរមា M_u នឹងត្រូវបានទទួលពី elastic structural analysis ដោយប្រើបន្ទុកមេគុណ ។ ក្រោមលក្ខខណ្ឌច្បាស់លាស់ រេស៊ីស្តង់ដែលចាំបាច់ (required strength) សម្រាប់រចនាសម្ព័ន្ធដែលមិនអាចកំណត់ដោយស្តាទិច (statically inderteminate structure) ត្រូវបានរកដោយប្រើ plastic analysis ។ AISC អនុញ្ញាតឱ្យប្រើ plastic analysis ប្រសិនបើរូបរាង compact និងប្រសិនបើ

$$L_b \le L_{pd}$$

ដែល $$L_{pd} = \frac{24800 + 15200(M_1 / M_2)}{F_y} r_y \quad \text{(ខ្នាត SI)} \quad \text{(AISC Equation F1-17)}$$

$M_1 =$ ម៉ូម៉ង់ដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោមម៉ូម៉ង់ចុងទាំងពីរសម្រាប់ unbraced segment

$M_2 =$ ម៉ូម៉ង់ដែលធំជាងគេក្នុងចំណោមម៉ូម៉ង់ចុងទាំងពីរសម្រាប់ unbraced segment

ផលធៀប M_1 / M_2 វិជ្ជមាននៅពេលដែលម៉ូម៉ង់បង្កើត reverse curvature នៅក្នុង unbraced segment ។ នៅពេលនេះ L_b ជា unbraced length ដែលនៅជាប់នឹងសន្លាក់ប្លាស្ទិចដែលជាផ្នែកមួយនៃ failure mechanism ។ ប៉ុន្តែប្រសិនបើគេប្រើ plastic analysis, nominal moment strength M_n ដែលនៅជាប់នឹងសន្លាក់ចុងក្រោយដែលមិននៅក្បែរសន្លាក់ប្លាស្ទិចត្រូវបានគណនាតាមវិធីដូចគ្នាសម្រាប់ធ្នឹមដែលវិភាគដោយវិធីអេឡាស្ទិច ហើយវាត្រូវតែតូចជាង M_p ។

៥.៦. Bending Strength of Noncompact Shapes

ដូចការកត់ចំណាំពីមុន standard W-, M-, និង S-shapes ភាគច្រើនជា compact សម្រាប់ $F_y =$ $250MPa$ និង $F_y = 350MPa$ ។ ចំនួនតិចតួចប៉ុណ្ណោះជា noncompact ដោយសារ width-thickness ratio របស់ស្លាប ប៉ុន្តែគ្មានរូបរាងមួយណាជា slender ទេ ។ ដោយសារមូលហេតុទាំងនេះ AISC Specification ដោះស្រាយ noncompact និង slender flexural member នៅក្នុងឧបសម្ព័ន្ធ (Appendix F) ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងនឹងពិចារណា slender flexural member នៅក្នុងជំពូកទី១០ ។

ជាទូទៅ ធ្នឹមអាចបាក់ដោយ lateral-torsional buckling, flange local buckling ឬ web local buckling ។ គ្រប់ប្រភេទនៃការបាក់អាចស្ថិតនៅក្នុងដែនអេឡាស្ទិច ឬ inelastic range ។ ទ្រនុងរបស់គ្រប់ rolled shapes នៅក្នុង Manual ជា compact ដូចនេះ noncompact shapes ជាប្រធានបទសម្រាប់តែស្ថានភាពកំណត់ (limit states) នៃ lateral-torsional buckling និង flange local buckling ។ រេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវនឹងស្ថានភាពកំណត់ទាំងពីរត្រូវបានគណនា ហើយគេយកតម្លៃដែលតូចជាងគេ ។ ពី AISC Appendix F ជាមួយ

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$, នោះស្លាបជា noncompact ហើយ buckling ជា inelastic យើងនឹងទទួលបាន

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad \text{(AISC Equation A-F1-3)}$$

ដែល $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}}$ (សម្រាប់ IS) $\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$ (សម្រាប់ US)

$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_y - F_r}}$ (សម្រាប់ IS) $\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - F_r}}$ (សម្រាប់ US)

$$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x$$

$F_r =$ កុងត្រាំងដែលនៅសេសសល់ $= 69MPa = 10ksi$ សម្រាប់ rolled shapes (អង្គនេះត្រូវបានកំណត់សម្រាប់ nonhybrid beam)

ឧទាហរណ៍ ៥.៦: *ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញមួយមានប្រវែង 40 feet ត្រូវបានទប់ខាងនៅខាងចុងរបស់វា ហើយវារងនូវ service load ដូចខាងក្រោម:*

Dead load $= 400lb/ft$ *(ដោយរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់ធ្នឹម)*

Live load $= 1000lb/ft$

ប្រសិនបើគេប្រើ AISC A572 Grade 50 តើ $W14 \times 90$ *គ្រប់គ្រាន់ឬអត់?*

ដំណោះស្រាយ: *បន្ទុកមេគុណ និងម៉ូម៉ង់មេគុណគឺ*

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.40) + 1.6(1.00) = 2.08kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}w_u L^2 = \frac{2.08(40)^2}{8} = 416.0\ ft-kips$$

កំណត់លក្ខណៈរូបរាងមុខកាត់ (ថាតើជា compact, noncompact ឬ slender):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 10.2$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{50}} = 9.19$$

$$\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - F_r}} = \frac{141}{\sqrt{50-10}} = 22.3$$

ដោយ $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ដូចនេះរូបរាងនេះគឺ noncompact ។ ត្រួតពិនិត្យលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ដោយឈរលើស្ថានភាព

កំណត់របស់ flange local buckling៖

$$M_p = F_y Z_x = \frac{50(157)}{12} = 654.2\ ft-kips$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = (50-10)\frac{143}{12} = 476.7\ ft-kips$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) = 652.4 - (654.2 - 476.7)\left(\frac{10.2-9.19}{22.3-9.19}\right) = 640.5\ ft-kips$$

Design strength ដែលឈរនៅលើ FLB ដូចនេះ

$$\phi_b M_n = 0.9(640.5) = 576\ ft-kips$$

ត្រួតពិនិត្យលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ដែលឈរលើស្ថានភាពកំណត់របស់ lateral-torsional buckling ។ ពី Load Factor Design Selection Table៖

$L_p = 15\ ft$ និង $L_r = 38.4\ ft$

$$L_b = 40\ ft > L_r$$

ដូចនេះវានឹងបាក់ដោយអេឡាស្ទិច LTB ។

ពី Part 1 of the Manual,

$$I_y = 362 in^4$$

$$J = 4.06 in^4$$

$$C_w = 16000 in^6$$

សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញទ្របន្ទុកពង្រាយស្មើជាមួយនឹងទម្រខាងនៅខាងចុងសង្ខាង

$$C_b = 1.14$$

AISC Equation F1-13 ឱ្យ

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \le M_p$$

$$=1.14\left[\frac{\pi}{40(12)}\sqrt{29000(362)(11200)(4.06)+\left(\frac{\pi\times 29000}{40\times 12}\right)^2(362)(16000)}\right]$$

$$=1.14(5412)=6180 in.-kips=515.0\,ft-kips$$

$$M_p=654.2\,ft-kips>515.0\,ft-kips$$

ដោយសារ $515.0<640.5$ *ដូចនេះ LTB លុប ហើយ*

$$\phi_b M_n=(0.90)515.0=464\,ft-kips>M_u=416\,ft-kips \qquad (OK).$$

ចម្លើយ: *ដោយ* $M_u<\phi_b M_n$ *នោះធ្នឹមមាន moment strength គ្រប់គ្រាន់ ។*

លក្ខណ:កំណត់របស់ noncompact shapes ត្រូវបានសម្រួលដោយ Load Factor Design Selection Table ។ Noncompact shapes ត្រូវបានកំណត់សំគាល់ដោយ footnote ថារូបរាងជា noncompact សម្រាប់ $F_y=250MPa=36ksi$ ឬ $F_y=350MPa=50ksi$ ។ Noncompact shapes ក៏ត្រូវបានរៀបចំនៅក្នុងតារាងដោយលក្ខណ:ខុសប្លែកគ្នាដូចខាងក្រោម:

1. សម្រាប់ noncompact shapes តម្លៃដែលមាននៅក្នុងតារាងរបស់ $\phi_b M_p$ ជាតម្លៃពិតប្រាកដរបស់ design strength ដែលឈរលើ flange local buckling ។ នៅក្នុងឧទាហរណ៍ទី ៥.៦ យើងបាន គណនាតម្លៃនេះស្មើនឹង $576\,ft-kips$ ប៉ុន្តែតម្លៃត្រឹមត្រូវនៅក្នុងតារាង$\phi_b M_p$ គឺ $0.90(654.2)=589\,ft-kips$
2. តម្លៃ L_p នៅក្នុងតារាងជាតម្លៃរបស់ unbraced length ដែល nominal strength ដែលឈរ លើ inelastic lateral torsional buckling ស្មើនឹង nominal strength ដែលឈរលើ flange local buckling ដូចនេះ nominal strength សម្រាប់ unbraced length អតិបរមាអាចត្រូវបានគិតជារេស៊ីស្តង់ដែលឈរលើ web local buckling ។ (រំលឹកថា L_p សម្រាប់ compact shapes ជា unbraced length អតិបរមាដែល nominal strength អាចត្រូវបានគិតស្មើនឹង plastic moment) ។ សម្រាប់រូបរាងនៅក្នុងឧទាហរណ៍៥.៦ ការគណនា nominal strength ដែលឈរលើ FLB ទៅរេស៊ីស្តង់ដែលឈរលើ inelastic LTB (AISC Equation F1-2) ជាមួយនឹង $C_b=1.0$:

$$M_n=M_p-(M_p-M_r)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right) \qquad (5.5)$$

តម្លៃរបស់ M_r និង L_r ត្រូវបានទទួលពីឧទាហរណ៍ ៥.៦ ហើយនឹងមិនត្រូវបានផ្លាស់ប្តូរ ។ ប៉ុន្តែ តម្លៃរបស់ L_p ត្រូវតែបានគណនាពី AISC Equation F1-4:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300(3.70)}{\sqrt{50}} = 157.0in. = 13.08ft.$$

ជំនួសតម្លៃខាងលើក្នុងសមីការ 5.5 យើងទទួលបាន

$$640.5 = 654.2 - (654.2 - 476.7)\left(\frac{L_b - 13.08}{38.4 - 13.08}\right)$$

$$L_b = 15.0ft.$$

នេះជាតម្លៃបញ្ចូលក្នុងតារាងជា L_p សម្រាប់ $W = 14 \times 90$ ជាមួយនឹង $F_y = 50ksi$ ។ ចំណាំថា

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

អាចប្រើសម្រាប់ noncompact shapes ។ ប្រសិនបើធ្វើបែបនេះ លទ្ធផលដែលទទួលបាននៅក្នុងសមីការសម្រាប់ inelastic LTB ដែលត្រូវបានប្រើនៅពេល L_b មិនមានតម្លៃធំគ្រប់គ្រាន់ នោះរេស៊ីស្តង់ដែលឈរលើ FLB នឹងលុប ។

៥.៧. Summary of Moment Strength

វិធីសាស្ត្រក្នុងការគណនា nominal moment strength សម្រាប់ I- និង H-shaped sections ដែលកោងធៀបនឹងអ័ក្ស x នឹងត្រូវបានសង្ខេបនៅទីនេះ ។ អង្គទាំងអស់ដែលមាននៅក្នុងសមីការខាងក្រោមត្រូវបានកំណត់រួចហើយពីមុន ហើយលេខសមីការរបស់ AISC មិនត្រូវបានបង្ហាញនៅទីនេះទេ ។ ការសង្ខេបនេះសម្រាប់តែ compact shapes និង noncompact shapes តែប៉ុណ្ណោះ (មិនមានសម្រាប់ slender shapes ទេ) ។

1. កំណត់ថាតើរូបរាង compact ឬអត់

2. ប្រសិនបើរូបរាង compact, ត្រួតពិនិត្យសម្រាប់ lateral-torsional buckling ដូចខាងក្រោម:

   ប្រសិនបើ $L_b \le L_p$ វាមិនមែន LTB ហើយ $M_n = M_p$

   ប្រសិនបើ $L_p < L_b \le L_r$, វាមាន inelastic LTB ហើយ

$$M_n = C_b\left[M_p(M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

   ប្រសិនបើ $L_b > b_r$, វាមាន elastic LTB ហើយ

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \le M_p$$

3. ប្រសិនបើរូបរាង noncompact ដោយសារស្លាប, ទ្រនុង ឬទាំងពីរ នោះ nominal strength នឹងជាតម្លៃតូចជាងគេនៃរេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវគ្នានឹង flange local buckling, web local buckling និង lateral-torsional buckling ។

ក. Flange local buckling:

ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$ វាមិនមាន FLB ។

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ ស្លាបជា noncompact, ហើយ

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \le M_p$$

ខ. Web local buckling:

ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$ វាមិនមាន WLB ។

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ ទ្រនុងជា noncompact, ហើយ

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \le M_p$$

គ. Lateral-torsional buckling:

ប្រសិនបើ $L_b \le L_p$ វាមិនមាន LTB ។

ប្រសិនបើ $L_p < L_b \le L_r$, វាមាន inelastic LTB ហើយ

$$M_n = C_b\left[M_p (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

ប្រសិនបើ $L_b > b_r$, វាមាន elastic LTB ហើយ

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \le M_p$$

៥.៨. រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់ទទឹង (Shear Strength)

រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់របស់ធ្នឹមត្រូវតែគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីបំពេញទំនាក់ទំនង

$V_u \le \phi_v V_n$

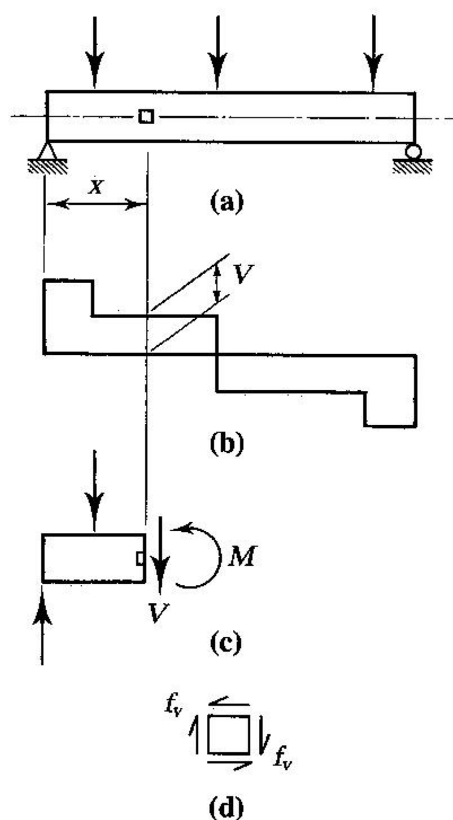
ដែល V_u = កម្លាំងកាត់ទទឹងអតិបរមាដែលលទ្ធផលបានពីការបន្សំបន្ទុកមេគុណធំជាងគេ

ϕ_v = មេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់កម្លាំងកាត់ទទឹង $= 0.9$

V_n = nominal shear strength.

ពិចារណាធ្នឹមសាមញ្ញនៅក្នុង*រូបទី ៥.១៧*។ នៅចម្ងាយ x ពីទម្រខាងឆ្វេងនិងស្ថិតនៅលើអ័ក្សណឺតរបស់មុខកាត់ ស្ថានភាពរបស់កុងត្រាំងត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.១៧d* ។ ដោយសារធាតុនេះស្ថិតនៅលើអ័ក្សណឺត វាមិនរងនូវកុងត្រាំងពត់ទេ ។ ពី elementary mechanics of materials, កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង (shearing stess) គឺ

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \qquad (5.6)$$



ដែល f_v = កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ទទឹងបញ្ឈរ និងដេកនៅត្រង់ចំណុចដែលយើងពិចារណា

V = កម្លាំងកាត់ទទឹងបញ្ឈរនៅត្រង់មុខកាត់ដែលពិចារណា

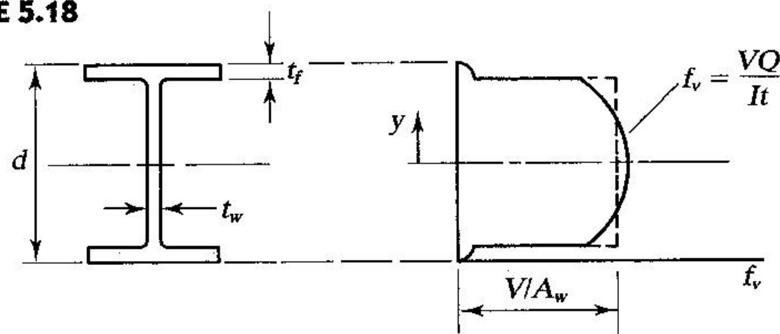
Q = ម៉ូម៉ង់ក្រឡាផ្ទៃទីមួយធៀបអ័ក្សណឺត រវាងចំណុចដែលពិចារណានឹងផ្នែកខាងលើឬផ្នែកខាងក្រោមរបស់មុខកាត់

I = ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបនឹងអ័ក្សណឺត

b = ទទឹងរបស់មុខកាត់នៅចំណុចដែលពិចារណា

សមីការ 5.6 គឺឈរលើការសន្មត់ថាកុងត្រាំងមានតម្លៃថេរពេញលើទទឹង b ដូចនេះវាផ្តល់តម្លៃសុក្រិតសម្រាប់តែ b មានតម្លៃតូច ។ សម្រាប់មុខកាត់ចតុកោណកែងដែលមានកម្ពស់ d និងទទឹង b តម្លៃលំអៀងសម្រាប់ $d/b=2$ គឺប្រហែល 3% ។ សម្រាប់ $d/b=1$ តម្លៃលំអៀងគឺ 12% និងសម្រាប់ $d/b=1/4$ តម្លៃលំអៀងគឺ 100% (Higdon, Ohlsen, and Stiles, 1960) ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ សមីការ 5.6 មិនអាចអនុវត្តបានសម្រាប់ស្លាបរបស់ W-shape ដូចគ្នាសម្រាប់ទ្រនុងរបស់វា ។

FIGURE 5.18



រូបទី ៥.១៨ បង្ហាញពីការពង្រាយកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់សម្រាប់ W-shape ។ ខ្សែដាច់ជាកុងត្រាំងមធ្យម V/A_w ដែលពង្រាយនៅក្នុងទ្រនុង ហើយតម្លៃនេះមិនខុសគ្នាពីកុងត្រាំងអតិបរមានៅក្នុងទ្រនុងច្រើនទេ ។ យើងឃើញច្បាស់ហើយថា ទ្រនុងនឹង yield យ៉ាងយូរមុននឹងស្លាបចាប់ផ្តើម yield ។ ដោយសារបញ្ហានេះ yielding របស់ទ្រនុងសំដែងនូវស្ថានភាពលីមីតកំណត់មួយ ។ ដោយយក shear yield stress ស្មើនឹង 60% នៃ tensile yield stress យើងអាចសរសេរសមីការសម្រាប់កុងត្រាំងនៅក្នុងទ្រនុងនៅពេលបាក់ជា

$$f_v = \frac{V_n}{A_w} = 0.60F_y$$

ដែល A_w = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ទ្រនុង ។ ដូចនេះ nominal strength ដែលត្រូវគ្នានឹងស្ថានភាពកំណត់នេះគឺ

$$V_n = 0.6F_y A_w$$

ហើយវាអាចជា nominal strength in shear ប្រសិនបើទ្រនុងមិនមាន shear buckling ។ ប្រសិនបើវាកើតឡើងវានឹងអាស្រ័យនឹងផលធៀប width-thickness ratio h/t_w របស់ទ្រនុង ។ ផលធៀប h/t_w របស់ទ្រនុងដែលស្រាវខ្លាំងមានតម្លៃធំណាស់ នោះទ្រនុងអាចនឹង buckle in shear ដោយ inelastic ឬ elastic ។ ទំនាក់ទំនងរវាង shear strength និង width-thickness ration មានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹងទំនាក់ទំនងរវាង flexural

strength និង width-thickness ratio (សម្រាប់ FLB ឬ WLB) និងរវាង flexural strength និង unbraced length (សម្រាប់ LTB) ។ ទំនាក់ទំនងត្រូវបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.១៩*និងត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC F2.2 ដូចខាងក្រោម:

សម្រាប់ $h/t_w < 418/\sqrt{F_y}$ (សម្រាប់ US), $h/t_w < 1100/\sqrt{F_y}$ (សម្រាប់ IS)

ទ្រនុងមានស្ថេរភាព

$$V_n = 0.6 F_y A_w \qquad \text{(AISC Equation F2-1)}$$

សម្រាប់ $418/\sqrt{F_y} < h/t_w \le 523/\sqrt{F_y}$ (សម្រាប់ US), $1100/\sqrt{F_y} \le h/t_w < 1375/\sqrt{F_y}$ (សម្រាប់ IS) នោះ inelastic web buckling អាចនឹងកើតឡើង

$$V_n = 0.6 F_y A_w \frac{418/\sqrt{F_y}}{h/t_w} \text{ (សម្រាប់ US) } V_n = 0.6 F_y A_w \frac{1100/\sqrt{F_y}}{h/t_w} \text{ (សម្រាប់ IS)}$$

(AISC Equation F2-1)

សម្រាប់ $523/\sqrt{F_y} < h/t_w \le 260$ (សម្រាប់ US), $1375/\sqrt{F_y} \le h/t_w < 260$ (សម្រាប់ IS) នោះ ស្ថានភាពកំណត់គឺ elastic web buckling

$$V_n = \frac{132000 A_w}{(h/t_w)^2} \text{ (សម្រាប់ US) } V_n = \frac{910 A_w}{(h/t_w)^2} \text{ (សម្រាប់ IS)} \qquad \text{(AISC Equation F2-1)}$$

ដែល $A_w =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ទ្រនុង $= dt_w$ គិតជា (mm^2)

$d =$ កម្ពស់សរុបរបស់ធ្នឹម

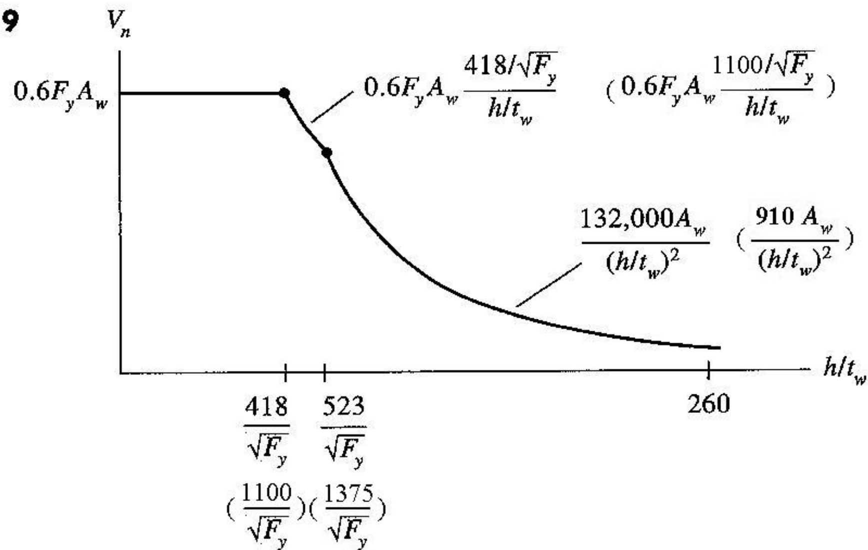
$V_n =$ nominal strength (គិតជា KN)

ប្រសិនបើ $h/t_w > 260$ នោះគេត្រូវការ web stiffener ហើយវាត្រូវបានបរិយាយនៅក្នុង Appendix F2 (ឬ Appendix G សម្រាប់ plate girder) ។

AISC Equation F2-3 គឺឈរលើ elastic stability theory, ហើយ Equation F2-2 ជាសមីការដែលបានពីការពិសោធសម្រាប់តំបន់ inelastic ដែលផ្តល់នូវការផ្លាស់ប្តូររវាងស្ថានភាពកំណត់ web yielding និង elastic web buckling ។

កម្លាំងកាត់ជាបញ្ហាដែលកម្រកើតមានសម្រាប់ rolled steel beams ការអនុវត្តទូទៅគឺបន្ទាប់ពីគណនាធ្នឹមសម្រាប់ flexural ហើយយើងនឹងត្រួតពិនិត្យមុខកាត់ដែលទទួលបានសម្រាប់កម្លាំងកាត់ទទឹង ។

FIGURE 5.19



ឧទាហរណ៍ ៥.៧: *ត្រួតពិនិត្យធ្នឹមនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៥.៦ សម្រាប់កម្លាំងកាត់ទទឹង ។*

ដំណោះស្រាយ: *ពីឧទាហរណ៍ ៥.៦.* $w_u = 2.080kips/ft$ *និង* $L = 40\,ft$ *។ ដែក* $W14\times 90$ *ជាមួយនឹង* $F_y = 50ksi$ *ត្រូវបានប្រើ ។ សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញទ្រទ្រុកពង្រាយស្មើ កម្លាំងកាត់អតិបរមាកើតមាននៅលើទម្រ ហើយស្មើនឹងកម្លាំងប្រតិកម្ម*

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{2.080(40)}{2} = 41.6kips$$

ពី dimensions and properties tables in Part 1 of the Manual, web width-thickness ratio របស់ $W14\times 90$ *គឺ*

$$\frac{h}{t_w} = 25.9$$

$$\frac{418}{\sqrt{F_y}} = \frac{418}{\sqrt{50}} = 59.11$$

ដោយសារ $h/t_w < 418/\sqrt{F_y}$ *នោះរេស៊ីស្តង់ត្រូវបានគ្រប់គ្រងដោយ shear yielding របស់ទ្រនុង*

$$V_n = 0.6F_y A_w = 0.6F_y(dt_w) = 0.6(50)(14.02)(0.44) = 185.1kips$$

$$\phi_v V_n = 0.90(185.1) = 167kips > 41.6kips \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *Shear design strength ធំជាងកម្លាំងកាត់មេគុណ ដូចនេះធ្នឹមមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ ។*

តម្លៃ $\phi_v V_n$ ដែលត្រូវបានរៀបជាតារាងនៅក្នុង factored uniform load table នៅក្នុង part 4 of the Manual ដូចនេះការគណនារបស់វាមិនមានប្រយោជន៍សម្រាប់ standard hot-rolled shapes ។

Block Shear

Block shear ដែលបានពិចារណាសម្រាប់តំណនៅក្នុងអង្គត់រងការទាញ ក៏អាចកើតមាននៅក្នុងប្រភេទខ្លះ របស់តំណនៅក្នុងធ្នឹមដែរ ។ ដើម្បីសម្រួលក្នុងការតភ្ជាប់ពីធ្នឹមមួយទៅធ្នឹមមួយទៀត ដោយឱ្យនីវ៉ូស្លាបខាងលើស្មើគ្នា នោះប្រវែងដ៏ខ្លីរបស់ស្លាបខាងលើរបស់ធ្នឹមមួយត្រូវតែកាត់ចេញ ឬ coped ។ ប្រសិនបើ coped beam ត្រូវបានតភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងដូចក្នុង*រូបទី ៥.២០* កំណត់ ABC ចង់របែកចេញ ។ បន្ទុកដែលអនុវត្តនៅក្នុងករណីនេះនឹងជាប្រតិកម្មបញ្ឈររបស់ធ្នឹម ដូចនេះកម្លាំងកាត់នឹងកើតនៅតាមខ្សែ AB ហើយនឹងកើតមានកម្លាំងទាញតាម BC ។ ដូចនេះ block shear strength នឹងជាតម្លៃដែលកំណត់របស់ប្រតិកម្ម ។

យើងបានរៀបរាប់ពីការគណនា block shear strength នៅក្នុងជំពូកទីពររួចហើយ ប៉ុន្តែយើងនឹងរំលឹកវាឡើងវិញនៅទីនេះ ។ ការបាក់អាចកើតឡើងដោយបន្សំនៃ shear yielding និង tendion fracture ឬដោយ shear fracture និង tension yielding ។ AISC J4.3, "Block Shear Rupture Strength," ឱ្យសមីការពីរសម្រាប់ block shear design strength:

$$\phi R_n = \phi\left[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}\right] \quad \text{(AISC Equation J4.3a)}$$

$$\phi R_n = \phi\left[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}\right] \quad \text{(AISC Equation J4.3b)}$$

ដែល $\phi = 0.75$

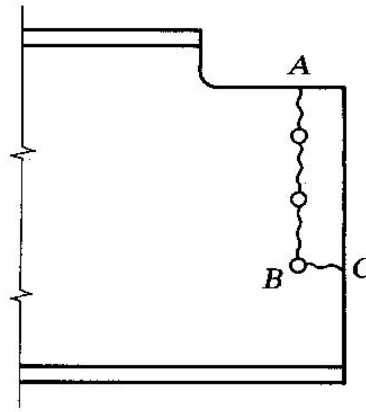
A_{gv} = gross area រងកម្លាំងកាត់ (នៅក្នុង*រូបទី ៥.២០* ប្រវែង AB គុណនឹងកម្រាស់ទ្រនុង)

A_{nv} = net area រងកម្លាំងកាត់

A_{gt} = gross area រងកម្លាំងទាញ (នៅក្នុង*រូបទី ៥.២០* ប្រវែង BC គុណនឹងកម្រាស់ទ្រនុង)

A_{nt} = net area រងកម្លាំងទាញ

សមីការដែលមានលទ្ធផលធំជាងគឺជាសមីការដែលមានតួ fracture ធំជាង ។



ឧទាហរណ៍ ៥.៨: *កំណត់ប្រតិកម្មមេគុណអតិបរមា ដែលឈរលើ block shear ដែលអាចទ្រទ្រង់ធ្នឹមដូចបង្ហាញក្នុង* រូបទី ៥.២១ ។

ដំណោះស្រាយ: *អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងប្រសិទ្ធភាពគឺ* $3/4+1/8=7/8in.$ ។

gross និង net shear areas គឺ

$$A_{gv}=(2+3+3+3)t_w=11(0.300)=3.300in.^2$$

$$A_{nv}=\left(11-3.5\times\frac{7}{8}\right)(0.300)=2.381in.^2$$

gross និង net tension areas គឺ

$$A_{gt}=1.25t_w=1.25(0.300)=0.375in.^2$$

$$A_{nt}=\left(1.25-0.5\times\frac{7}{8}\right)(0.300)=0.2438in.^2$$

AISC Equation J4.3a ឱ្យ

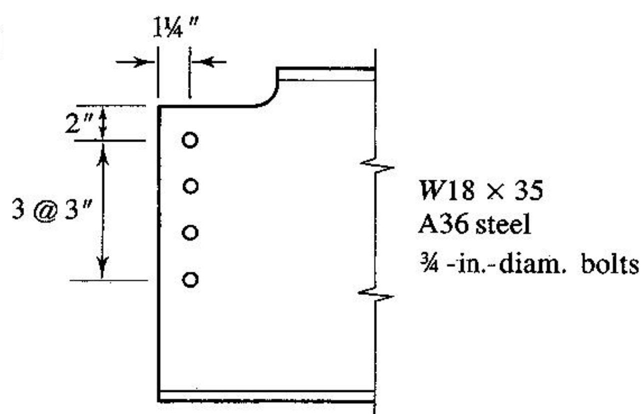
$$\phi R_n=\phi\left[0.6F_yA_{gv}+F_uA_{nt}\right]=0.75[0.6(36)(3.3)+58(0.2438)]=64.1kips$$

AISC Equation J4.3b ឱ្យ

$$\phi R_n=\phi\left[0.6F_uA_{nv}+F_yA_{gt}\right]=0.75[0.6(58)(2.381)+36(0.3750)]=72.3kips$$

តួ fracture នៅក្នុងAISC Equation J4.3b មានតម្លៃធំជាង (ដែល 82.86>14.14) ដូចនេះសមីការនេះ មានតម្លៃធំជាង ។

ចម្លើយ: *ប្រតិកម្មមេគុណអតិបរមាដែលឈរលើ block shear=72.3kips ។*



៥.៩. ភាពដាប (Deflection)

បន្ថែមពីលើសុវត្ថិភាព គ្រឿងបង្គុំត្រូវតែ serviceable ។ គ្រឿងបង្គុំដែលមាន serviceable ជាគ្រឿងបង្គុំដែលធ្វើការបានល្អ មិនបណ្តាលឱ្យអ្នកដែលប្រើប្រាស់វាមានអារម្មណ៍ថាវាគ្មានសុវត្ថិភាព។ សម្រាប់ធ្នឹម ដើម្បីទទួលបាន serviceable គេត្រូវកំណត់បំលាស់ទីបញ្ឈរ ឬភាពដាប។ ភាពដាបធំជាទូទៅកើតមានចំពោះ flexible beam ដែលអាចមានបញ្ហាជាមួយនឹងរំញ័រ។ ភាពដាបអាចបង្កបញ្ហាទៅដល់អង្គត់ដទៃទៀតដែលភ្ជាប់ ទៅនឹងវាដោយបណ្តាលឱ្យមានកំហូចទ្រង់ទ្រាយតូច។ លើសពីនេះ អ្នកប្រើប្រាស់សំណង់នឹងឃើញភាព អវិជ្ជមានដោយសារភាពដាបធំ ហើយធ្វើការសន្និដ្ឋានខុសថាសំណង់គ្មានសុវត្ថិភាព។

សម្រាប់ករណីទូទៅរបស់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញដែលទ្របន្ទុកពង្រាយស្មើដូចក្នុង*រូបទី ៥.២២* ភាពដាបបញ្ឈរអតិបរមាគឺ:

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI}$$

គេអាចរកបានរូបមន្តភាពដាបសម្រាប់ធ្នឹមច្រើនប្រភេទ និងលក្ខខណ្ឌដាក់បន្ទុកនៅក្នុង Part 4, “Beam and Girder Design,”of the Manual ។ សម្រាប់ស្ថានភាពមិនធម្មតាគេអាចប្រើ standard analytical method ដូចជា method of virtual work ជាដើម។ ភាពដាបជា serviceability limit state មិនមែនជាស្ថានភាពកំណត់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់ទេ ដូចនេះជាទូទៅភាពដាបត្រូវបានកំណត់ជាមួយ service loads ។

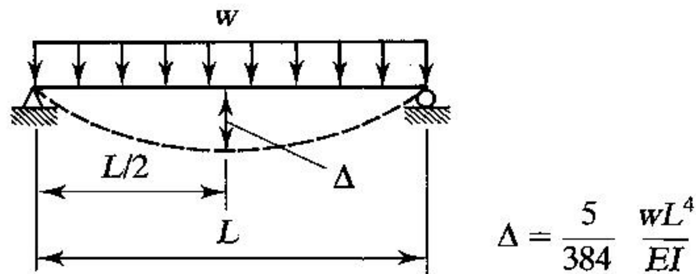
ការកំណត់ដ៏សមរម្យសម្រាប់ភាពដាបអតិបរមាអាស្រ័យទៅនឹងតួនាទីរបស់ធ្នឹម នឹងការប្រមាណពីភាពខូចខាតដែលកើតពីភាពដាប។ AISC Specification ផ្តល់នូវការណែនាំតិចតួចដែលមានចែងនៅក្នុង Chapter L, “Serviceability Design Consideration,” ថាគេត្រូវតែត្រួតពិនិត្យភាពដាប។ គេអាចរកបានការកំណត់ដ៏សមរម្យសម្រាប់ភាពដាបពី governing building code ។ តម្លៃខាងក្រោមជាភាពដាបអនុញ្ញាតអតិបរមាសរុប (service dead load បូកនឹង service live load) ។

Plastered construction: $\frac{L}{360}$

Unplastered floor construction: $\frac{L}{240}$

Unplastered roof construction: $\frac{L}{180}$

ដែល L ជាប្រវែងល្វែង។



ពេលខ្លះគេចាំបាច់ប្រើការកំណត់ភាពដាបជាតម្លៃលេខ ជាងការប្រើភាពដាបជាតម្លៃប្រភាគ។ ពេលខ្លះការកំណត់ត្រូវបានគិតចំពោះភាពដាបដែលបណ្តាលតែពី live load, ដោយសារជារឿយៗ dead load deflection ត្រូវបានការពារក្នុងពេលសាងសង់។

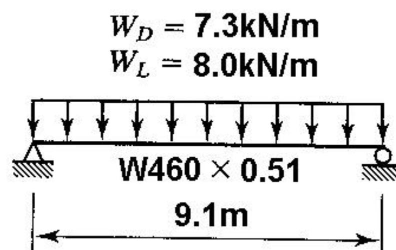
ឧទាហរណ៍ ៥.៩: *ត្រួតពិនិត្យភាពដាប់របស់ធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុង* រូបទី ៥.២៣ *។ ភាពដាបអតិបរមាសរុបអនុញ្ញាតគឺ* $\frac{L}{240}$ ។

ដំណោះស្រាយ: *ភាពដាបអតិបរមាសរុបអនុញ្ញាត* $= \frac{L}{240} = \frac{9100}{240} = 38mm$

$Total\ service\ load\ = 7.3 + 8 = 15.3kN/m$

$Maximum\ total\ deflection = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} = \frac{5 \times 15.3 \times 9100^4}{384 \times 2\cdot 10^5 \times 212\cdot 10^6} = 32.2mm < 38mm\ \ (OK)$

ចម្លើយ: *ធ្នឹមបំពេញលក្ខខណ្ឌភាពដាប*



Ponding ជាភាពដាបមួយដែលប៉ះពាល់ដល់សុវត្ថិភាពរបស់គ្រឿងបង្គុំ ។ វាគ្រោះថ្នាក់បំផុតសម្រាប់ប្រព័ន្ធកម្រាលខណ្ឌរាបស្មើអាចធ្វើឱ្យទឹកភ្លៀងដក់ ។ ប្រសិនបើប្រព័ន្ធបង្ហូរទឹកស្ទះក្នុងអំឡុងពេលភ្លៀងទម្ងន់របស់ទឹក ដែលដក់លើកម្រាលធ្វើឱ្យកម្រាលដាប ដែលវាបង្កើតបានជាអាងសម្រាប់ស្តុកទឹកកាន់តែច្រើន ។ ប្រសិនបើករណី នេះកើតឡើងឥតឈប់ឈរ នោះគ្រឿងបង្គុំអាចនឹងបាក់ ។ AISC specification តម្រូវថាប្រព័ន្ធដំបូលត្រូវតែមានភាពរឹងក្រាញគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារ ponding, លើសពីនេះ វារៀបរាប់ពីការកំណត់ម៉ូម៉ង់និចលភាព និងប៉ារ៉ាម៉ែត្រដទៃទៀតនៅក្នុង Section K2, “Ponding” ។

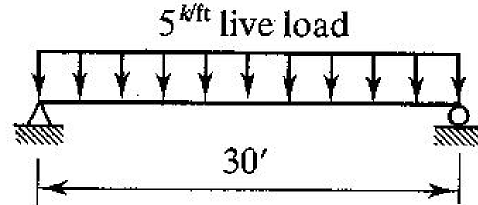
៥.១០. ការគណនាមុខកាត់ (Design)

ការគណនាមុខកាត់ធ្នឹមតម្រូវការជ្រើសរើសរូបរាងមុខកាត់ដែលមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់ និងបំពេញតម្រូវការ serviceability ។ នៅពេលយើងគិតពីរេស៊ីស្តង់ flexure តែងតែមានគ្រោះថ្នាក់ជាងកម្លាំងកាត់ ដូចនេះការអនុវត្តទូទៅគឺគេគណនាមុខកាត់សម្រាប់ flexure រួចហើយត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់តាមក្រោយ ។ វិធីសាស្ត្រក្នុង ការគណនាមុខកាត់ត្រូវបានរៀបរាប់ខាងក្រោម:

1. កំណត់ម៉ូម៉ង់មេគុណ, M_u ។ វាដូចគ្នានឹង required design strength, $\phi_b M_n$ ។ ទម្ងន់របស់ធ្នឹមជាផ្នែករបស់ desd load ប៉ុន្តែវាមិនត្រូវបានដឹងនៅត្រង់ចំណុចនេះ ។ គេអាចសន្មត់តម្លៃនេះ ឬក៏គេចោលវាសិន បន្ទាប់មកគេនឹងត្រួតពិនិត្យវាឡើងវិញក្រោយពេលគេជ្រើសរើសរូបរាងហើយ ។
2. ជ្រើសរើសរូបរាងដែលបំពេញនូវតម្រូវការរេស៊ីស្តង់នេះ ។ គេអាចអនុវត្តតាមវិធីមួយក្នុងចំណោមវិធីពីរខាងក្រោម:
   ក. ក្រោយពេលសន្មត់រូបរាងដែក គណនា design strength រួចហើយប្រៀបធៀបវាជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់មេគុណ ។ ផ្ទៀងផ្ទាត់ឡើងវិញប្រសិនបើចាំបាច់ ។ គេអាចជ្រើសរើសរូបរាងសន្មត់យ៉ាងងាយស្រួលតែនៅក្នុងស្ថានភាពកំណត់មួយចំនួន (ឧទាហរណ៍ ៥.១០) ។
   ខ. ប្រើ beam design charts in Part 4 of the Manual ។ គេចូលចិត្តវិធីនេះ ហើយវាត្រូវបានពន្យល់នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៥.១០ ខាងក្រោម ។
3. ត្រួតពិនិត្យ shear strength ។
4. ត្រួតពិនិត្យភាពដាប ។

ឧទាហរណ៍ ៥.១០: *ជ្រើសរើស standardhot-rolled shape of A36 សម្រាប់ធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.២៤ ។ ធ្នឹមនេះមានទម្រខាងជាប់ ហើយត្រូវបានទ្រ uniform service live load* $5kips/ft$ *។ ភាពដាបអតិបរមាអនុញ្ញាតសម្រាប់បន្ទុកអថេរគឺ* $L/360$ *។*

FIGURE 5.24



ដំណោះស្រាយ: *សន្មត់ទម្ងន់ធ្នឹមស្មើ* $100lb/ft$ *។*

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.10) + 1.6(5.00) = 8.120kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}w_u L^2 = \frac{8.12(30)^2}{8} = 913.5\ ft-kips = required\ \phi_b M_n$$

សន្មត់ថារូបរាង compact ។ សម្រាប់រូបរាង compact ហើយមានទម្រខាងជាប់

$$M_n = M_p = Z_x F_y$$

ពី $\phi_b M_n \geq M_u$,

$$\phi_b F_y Z_x \geq M_u$$

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{913.5(12)}{0.90(36)} = 338.3in.^3$$

ជាធម្មតា Load Factor Design Selection Table រៀប rolled shapes ដែលត្រូវបានប្រើជាធ្នឹមដោយតម្លៃ plastic section modulus ថយចុះ ។ លើសពីនេះ ត្រូវបានដាក់ជាក្រុមដោយរូបរាងនៅខាងលើគេនៅក្នុងក្រុម (អក្សរក្រាស់) រូបរាងដែលស្រាលជាងគេដែលមាន section modulus គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីបំពេញ section modulus ដែលថយចុះនៅក្នុងក្រុម ។ ក្នុងឧទាហរណ៍នេះ រូបរាងដែលមានតម្លៃក្បែរនឹង section modulus requirement គឺ $W27\times114$ *ជាមួយនឹង* $Z_x = 343in.^3$ *ប៉ុន្តែរូបរាងដែលស្រាលជាងគេគឺ* $W30\times108$ *ជាមួយនឹង* $Z_x = 343in.^3$ *។ ដោយសារ section modulus មិនសមាមាត្រដោយផ្ទាល់នឹងក្រឡាផ្ទៃ ការដែលមាន section modulus ធំជាមួយនឹងក្រឡាផ្ទៃតូច ដូចនេះទម្ងន់ក៏អាចស្រាលទៅតាមក្រឡាផ្ទៃ ។*

សាកល្បង $W30\times108$ *។ រូបរាង compact ដូចដែលបានសន្មត់ (noncompact shapes ត្រូវបានកំណត់ចំណាំនៅក្នុងតារាង) ដូចនេះ* $M_n = M_p$ *ដូចដែលបានសន្មត់ ។*

ទម្ងន់របស់វាធ្ងន់ជាងការសន្មត់បន្តិច ដូចនេះគេត្រូវគណនា required strength ឡើងវិញ ទោះបីជា $W30\times108$ មានលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ធំជាងលទ្ធភាពទ្រទ្រង់តម្រូវការដោយរូបរាងសន្មត់ក៏ដោយ តែវាភាគច្រើនតែងតែមានលទ្ធភាពទ្រទ្រង់ធំជាងលទ្ធភាពទ្រទ្រង់តម្រូវការដោយរូបរាងសន្មត់ ។

$$w_u = 1.2(1.08) + 1.6(5.00) = 8.130 kips/ft$$

$$M_u = \frac{8.130(30)^2}{8} = 914.6 ft-kips$$

ពី Load Factor Design Selection Table,

$$\phi_b M_p = \phi_b M_n = 934 ft-kips > 914.6 ft-kips \qquad (OK)$$

ជំនួសឱ្យការជ្រើសរើសរូបរាងដែលឈរលើ required section modulus, គេអាចប្រើ design strength $\phi_b M_p$ ដោយសារវាសមាមាត្រដោយផ្ទាល់នឹង Z_x ហើយវាក៏ត្រូវបានរាយនៅក្នុងតារាង ។ បន្ទាប់មកទៀតផ្ទៀងផ្ទាត់កម្លាំងកាត់

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{8.13(30)}{2} = 122 kips$$

ពី factored uniform load tables ,

$$\phi_v V_n = 316 kips > 122 kips \qquad (OK)$$

ចុងក្រោយបំផុត ផ្ទៀងផ្ទាត់ភាពដាប ។ ភាពដាបអតិបរមាអនុញ្ញាតសម្រាប់បន្ទុកអថេរគឺ $L/360$

$$\frac{L}{360} = \frac{30\times12}{360} = 1 in.$$

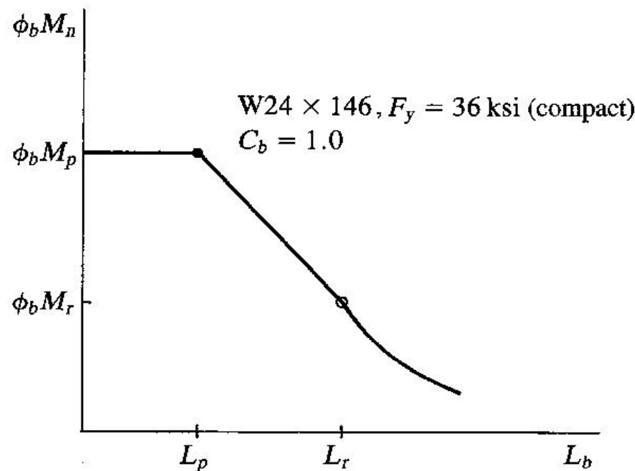
$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{w_L L^4}{EI_x} = \frac{5}{384}\frac{(5.00/12)(30\times12)^4}{29000(4470)} = 0.703 in. < 1 in. \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *ប្រើ $W30\times108$ ។*

Beam Design Charts

គេមានក្រាភិច និងតារាងជាច្រើនសម្រាប់វិស្វករដែលអនុវត្ត ហើយក្រាភិច និងតារាងជំនួយទាំងនេះជួយសម្រួលយ៉ាងច្រើនដល់ដំណើរការគណនាមុខកាត់ ។ វាត្រូវបានគេប្រើយ៉ាងទូលំទូលាយនៅក្នុង design office ប៉ុន្តែវិស្វករត្រូវតែប្រើវាដោយប្រយ័ត្ន ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះមិនបានណែនាំនូវក្រាភិច និងតារាងទាំងអស់នោះលំអិតអស់ទេ ប៉ុន្តែក្រាភិច និងតារាងខ្លះមានសារៈសំខាន់ក្នុងការណែនាំ ជាពិសេសគឺ ខ្សែកោង design moment versus unbraced length ដែលឱ្យនៅក្នុង Part 4 of the Manual ។

ខ្សែកោងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.២៥*ដែលបង្ហាញពីក្រាភិច design moment $\phi_b M_n$ ជាអនុគមន៍នៃ unbraced length L_b សម្រាប់ particular compact shape ។ គេអាចសង់ក្រាភិចបែបនេះសម្រាប់មុខកាត់ផ្សេងៗជាមួយនឹងតម្លៃជាក់លាក់នៃ F_y និង C_b ដោយប្រើសមីការសមស្របសម្រាប់ moment strength ។



Manual chart រួមមានគ្រួសារនៃខ្សែកោងសម្រាប់ rolled shapes ជាច្រើន ។ ខ្សែកោងទាំងនេះត្រូវបានបង្កើតឡើងជាមួយ $C_b = 1.0$ ។ សម្រាប់ខ្សែកោងផ្សេងទៀតរបស់ C_b គុណ design moment ដែលបានពីតារាងដោយ C_b ។ ត្រូវចាំថា $\phi_b M_n$ មិនអាចធំជាង $\phi_b M_p$ (ឬ សម្រាប់ noncompact shapes $\phi_b M_n$ ឈរលើ local buckling) ។ បម្រើបម្រាស់របស់ក្រាភិចត្រូវបានបង្ហាញបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.២៦*ដែល ខ្សែកោងបែបនេះពីរត្រូវបានបង្ហាញ ។ ចំណុចណាក៏ដោយនៅលើក្រាភិចនេះ ដូចជាចំណុចជួបគ្នានៃខ្សែដាច់ពីរបង្ហាញពី design moment និង unbraced length ។ ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់ជា required moment capacity នោះ ខ្សែកោងដែលនៅពី លើចំណុចនោះត្រូវគ្នានឹងធ្នឹមដែលមាន moment capacity ធំជាង ។ ខ្សែកោងដែលនៅខាងស្តាំគឺ សម្រាប់ធ្នឹមដែល មាន required moment capacity ជាក់លាក់ ទោះបីសម្រាប់ unbraced length ធំជាង ក៏ដោយ ។ ដូចនេះ នៅ ក្នុងការគណនាមុខកាត់ ប្រសិនបើយើងដាក់ unbraced length និង required design strength ចូលទៅក្នុងក្រាភិច ខ្សែកោងនៅពីលើ និងនៅពីស្តាំចំណុចនោះ ត្រូវគ្នានឹងធ្នឹមដែលអាចទទួលយកបាន ។ ប្រសិនបើគេគិតទាំង ខ្សែកោងដាច់ៗ នោះខ្សែកោងសម្រាប់រូបរាងស្រាលជាងស្ថិតនៅពីលើ និងពីខាងស្តាំខ្សែ កោងដាច់ៗ ។ ចំណុចនៅលើ ខ្សែកោងដែលត្រូវនឹង L_p ត្រូវបានបង្ហាញដោយ solid circle ហើយ L_r

ត្រូវបានបង្ហាញដោយ open circle ។ គេមានខ្សែកោងពីរប្រភេទ មួយសម្រាប់ $F_y = 36ksi = 250MPa$ និង មួយទៀតសម្រាប់ $F_y = 50ksi = 350 \ MPa$ ។

ក្នុងឧទាហរណ៍ ៥.១០ required design strength (ដែលរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់ធ្នឹមសន្មត់) គឺ 913.5 $ft-kips$ ហើយវាមាន continuous lateral support ។ សម្រាប់ទម្រខាងជាប់ គេអាចយក $L_b = 0$ ។

ពីក្រាភិច $F_y = 36ksi$ ខ្សែកោងក្រាស់ទីមួយនៅពីលើ 913.5 $ft-kips$ គឺ $W30\times108$ ដែលដូចគ្នានឹងការជ្រើសរើស នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៥.១០ ។ ទោះបីជា $L_b = 0$ មិនត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងក្រាភិចពិសេសក៏ដោយ ក៏តម្លៃតូចបំផុតរបស់ L_b ដែលបង្ហាញគឺតូចជាង L_p សម្រាប់គ្រប់រូបរាងនៅលើទំព័រនោះ ។

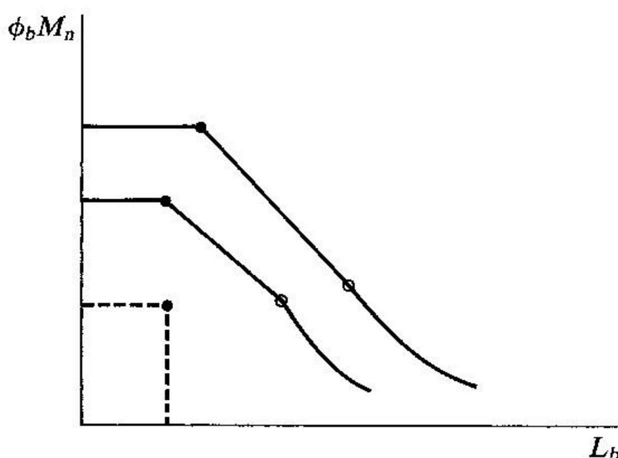
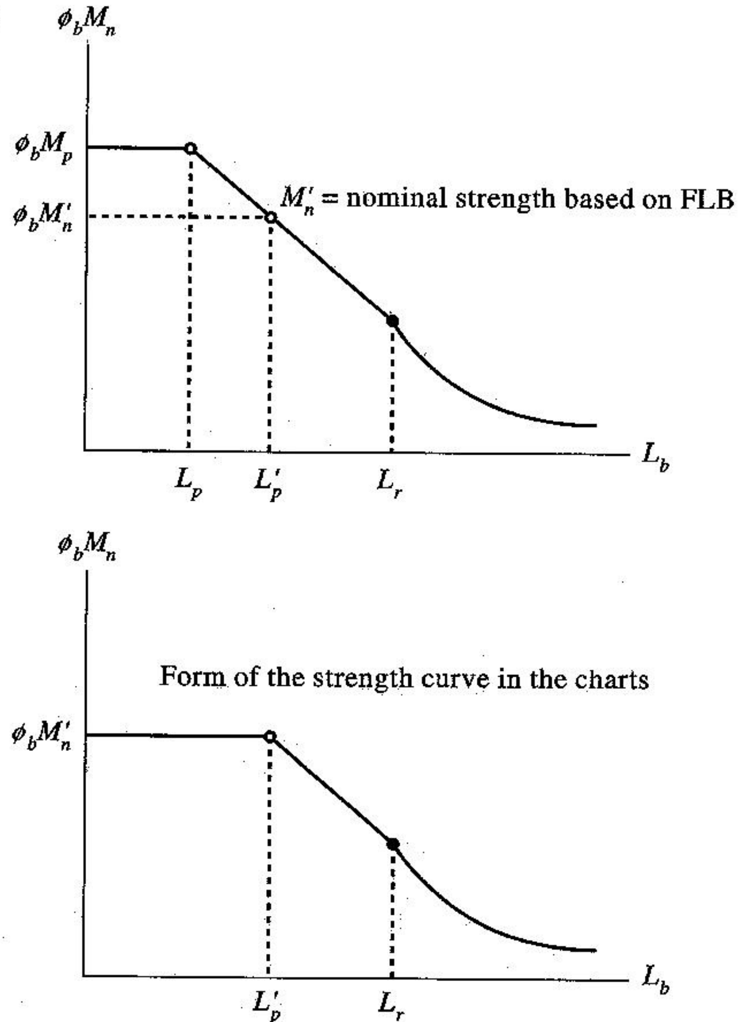


FIGURE 5.26

ខ្សែកោងធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.២៥* គឺសម្រាប់ compact shape ដូចនេះតម្លៃរបស់ $\phi_b M_n$ សម្រាប់តម្លៃតូចដែលគ្រប់គ្រាន់របស់ L_b គឺ $\phi_b M_p$ ។ ដូចដែលបានរៀបរាប់នៅក្នុងផ្នែក ៥.៦ ប្រសិនបើរូបរាងជា noncompact តម្លៃអតិបរមា $\phi_b M_n$ នឹងឈរលើ flange local buckling ។ វាជាការពិតដែល maximum unbraced length សម្រាប់ $\phi_b M_n$ ខាងលើនឹងខុសគ្នាពីតម្លៃ L_p ដែលទទួលជាមួយនឹង AISC Equation F1-4 ។ The moment strength របស់ noncompact shape ត្រូវបានបង្ហាញជាលក្ខណៈក្រាភិចនៅក្នុង*រូបទី ៥.២៧* ដែល maximum design strength ត្រូវបានកំណត់សំគាល់ដោយ $\phi_b M'_n$ ហើយ maximum unbraced length ដែលត្រូវនឹង $\phi_b M'_n$ ខាងលើត្រូវបានសំគាល់ដោយ L'_p ។

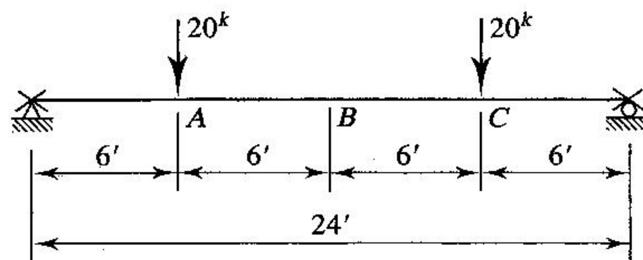
ទោះបីជាក្រាភិចសម្រាប់ compact និង noncompact shapes មានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នាក៏ដោយ ក៏ $\phi_b M_n$ និង L_b ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ compact shapes តែ $\phi_b M'_n$ និង L'_p ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ noncompact shapes ។

FIGURE 5.27



ឧទាហរណ៍ ៥.១១: *ធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុង* រូបទី ៥.២៨ *ត្រូវទ្រទ្រង់បន្ទុកចំចំណុចអថេរពីរដែលមួយៗមានតម្លៃ* 20kips *ត្រង់ចំណុចមួយភាគបួន ។ ភាពដាបអតិបរមាមិនត្រូវធំជាង* $L/240$ *។ Lateral support ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យនៅចុងរបស់ធ្នឹម ។ ប្រើដែក* A572 *Grade50 និងជ្រើសរើស rolled shape ។*

FIGURE 5.28



ដំណោះស្រាយ: *ប្រសិនបើគេចោលទម្ងន់របស់ធ្នឹម នោះកំណាត់ធ្នឹមចន្លោះបន្ទុកចំចំណុចរងនូវម៉ូម៉ង់ថេរ ។*

$M_A = M_B = M_C = M_{\max}$

ហើយ $C_b = 1.0$

ទោះប្រសិនជាគេគិតទម្ងន់ផ្ទាល់របស់ធ្នឹមក៏ដោយ ក៏វាអាចត្រូវបានចោលដោយធៀបនឹងបន្ទុកចំចំណុច ហើយ C_b ក៏នៅតែមានតម្លៃស្មើ 1.0 ដែលអនុញ្ញាតឱ្យគេអាចប្រើក្រាភិចដោយគ្មានការកែប្រែ ។

ដោយមិនគិតពីទម្ងន់ធ្នឹមបណ្តោះអាសន្ន យើងទទួលបាន

$$M_u = 6(1.6 \times 20) = 192\ ft - kips$$

ពីក្រាភិច ជាមួយនឹង $L_b = 24\ ft$ សាកល្បង $W15 \times 53$:

$$\phi_b M_n = 219\ ft - kips > 192\ ft - kips \qquad \textit{(OK)}$$

ឥឡូវយើងគិតពីទម្ងន់ធ្នឹម

$$M_u = 192 + \frac{1}{8}(1.2 \times 0.053)(24)^2 = 197\ ft - kips < 219\ ft - kips \qquad \textit{(OK)}$$

កម្លាំងកាត់ទទឹងគឺ

$$V_u = 1.6(20) + \frac{1.2(0.053)(24)}{2} = 32.8 kips$$

ពី factored uniform load tables,

$$\phi_v V_n = 112 kips > 32.8 kips \qquad \textit{(OK)}$$

ភាពដាបអតិបរមាអនុញ្ញាតគឺ

$$\frac{L}{240} = \frac{24(12)}{240} = 1.2 in.$$

ពី Beam Diagrams និង Formulas section in Part 4 of the Manual, ភាពដាបអតិបរមា (នៅកណ្តាលល្វែង) សម្រាប់បន្ទុកពីរស្មើគ្នាដែលត្រូវបានដាក់ស៊ីមេទ្រីគ្នាគឺ

$$\Delta = \frac{Pa}{24EI}\left(3L^2 - 4a^2\right)$$

ដែល P = *អាំងតង់ស៊ីតេបន្ទុកចំចំណុច*

a. = *ចម្ងាយពីទម្រទៅបន្ទុក*

L = *ប្រវែងល្វែង*

$$\Delta = \frac{20(6 \times 12)}{24EI}\left[3(24 \times 12)^2 - 4(6 \times 12)^2\right] = \frac{13.69 \times 10^6}{EI}$$

សម្រាប់ទម្ងន់ផ្ទាល់របស់ធ្នឹម ភាពដាបអតិបរមាក៏ស្ថិតនៅកណ្តាលល្វែងដែរ ដូចនេះ

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} = \frac{5}{384}\frac{(0.053/12)(24\times 12)^4}{EI} = \frac{0.04\times 10^6}{EI}$$

ភាពដាបសរុប

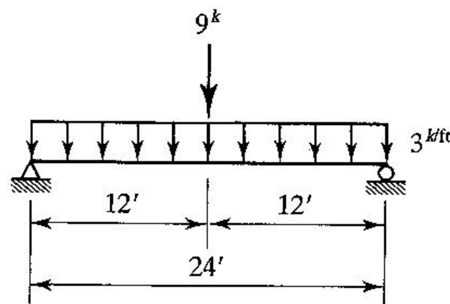
$$\Delta = \frac{13.69\times 10^6}{EI} + \frac{0.04\times 10^6}{EI} = \frac{13.73\times 10^6}{29000(425)} = 1.114 in. < 1.2 in. \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *ប្រើ* W12×53 ។

ទោះបីជាក្រាភិចឈរលើ $C_b = 1.0$ ក៏ដោយ ប៉ុន្តែគេក៏អាចប្រើវាយ៉ាងស្រួលដើម្បីគណនាមុខកាត់នៅពេលដែល C_b មិនស្មើនឹង 1.0 ដោយចែក required design strength ដោយ C_b មុននឹងដាក់វាទៅក្នុងក្រាភិច ។ ឧទាហរណ៍ ៥.១២ នឹងបង្ហាញពីបច្ចេកទេសនេះ ។

ឧទាហរណ៍ ៥.១២: *ប្រើដែក A36 ហើយជ្រើសរើស rolled shapes សម្រាប់ធ្នឹមនៅក្នុងរូបទី ៥.២៩ ។ បន្ទុកចំណុចជា service live load ហើយបន្ទុកពង្រាយស្មើតឺ 30% ជាបន្ទុកថេរ និង 70% ជាបន្ទុកអថេរ ។ Lateral bracing ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យនៅចុង និងកណ្តាលល្វែង ។ វាមិនមានការកំណត់សម្រាប់ភាពដាបទេ ។*

FIGURE 5.29



ដំណោះស្រាយ: *ដោយសន្មត់ទម្ងន់ធ្នឹមស្មើ* $100 lb/ft.$ *នោះ*

$$w_D = 0.30(3) + 0.10 = 1 kips/ft.$$

$$w_L = 1.2(1.0) + 1.6(0.7\times 3) = 4.560 kips/ft.$$

$$P_u = 1.6(9) = 14.4 kips$$

បន្ទុកមេគុណ និងប្រតិកម្មត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៣០ ។

ម៉ូម៉ង់ដែលចាំបាច់សម្រាប់គណនា C_b *: ម៉ូម៉ង់ពត់នៅចម្ងាយ* x *ពីចុងខាងឆ្វេងតឺ*

$$M = 61.92x - 4.590x\left(\frac{x}{2}\right) = 61.92x - 2.280x^2 \qquad (\text{សម្រាប់ } x \le 12 ft)$$

សម្រាប់ $x = 3\,ft$, $M_A = 61.92(3) - 2.280(3)^2 = 165.2\,ft - kips$

សម្រាប់ $x = 6\,ft$, $M_B = 61.92(6) - 2.280(6)^2 = 289.4\,ft - kips$

សម្រាប់ $x = 9\,ft$, $M_C = 61.92(9) - 2.280(9)^2 = 372.6\,ft - kips$

សម្រាប់ $x = 12\,ft$, $M_{max} = M_u = 61.92(12) - 2.280(12)^2 = 414.7\,ft - kips$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{12.5(414.7)}{2.5(414.7) + 3(165.2) + 4(289.4) + 3(372.6)} = 1.36$$

បញ្ចូលទៅក្នុងក្រាភិចជាមួយនឹង unbraced length $L_b = 12\,ft$ និងម៉ូម៉ង់ពត់គឺ

$$\frac{M_u}{C_b} = \frac{414.7}{1.36} = 305\,ft - kips$$

សាកល្បង $W21 \times 62$ ៖

$\phi_b M_n = 343\,ft - kips$ (សម្រាប់ $C_b = 1$)

ដោយសារ $C_b = 1.36$ design strength ពិតប្រាកដគឺ

$\phi_b M_n = 1.36(343) = 466\,ft - kips$

ប៉ុន្តែ design strength មិនត្រូវលើស $\phi_b M_p$ ដែលស្មើត្រឹមតែ $389\,ft - kips$ (ទទួលបានពីក្រាភិច) ដូចនេះ design strength ពិតប្រាកដត្រូវតែស្មើនឹង

$\phi_b M_n = 389\,ft - kips < M_u = 414.7\,ft - kips$ (N.G.)

សម្រាប់រូបរាងសាកល្បងបន្ទាប់ យើងត្រូវរំកិលឡើងលើទៅរកខ្សែកោងជាប់ក្រាស់បន្ទាប់នៅលើក្រាភិច យើងទទួលបាន $W21 \times 68$ ។ សម្រាប់ $L_b = 12\,ft$ design strength ដែលបានពីក្រាភិចគឺ $385\,ft - kips$ សម្រាប់ $C_b = 1.0$ ។ រេស៊ីស្តង់សម្រាប់ $C_b = 1.36$ គឺ

$\phi_b M_n = 1.36(385) = 524\,ft - kips > \phi_b M_p = 432\,ft - kips$

ដូចនេះ $\phi_b M_n = \phi_b M_p = 432\,ft - kips > M_u = 414.7\,ft - kips$ (OK)

ទម្ងន់ធ្នឹមគឺ $68lb/ft$ ដែលតូចជាងទម្ងន់សន្មត់ $100lb/ft$ ។ (OK)

កម្លាំងកាត់ទទឹងគឺ

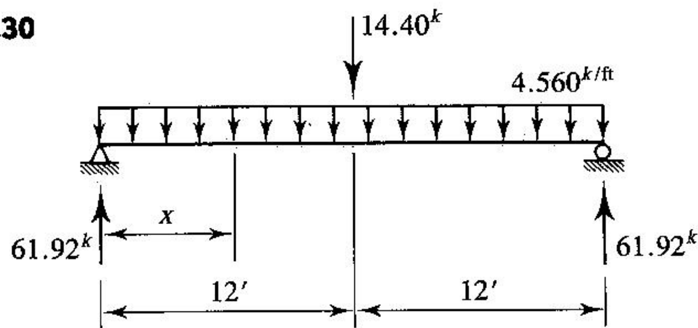
$V_u = 61.92kips$

(លទ្ធផលពិតប្រាកដនឹងតូចជាងនេះបន្តិច ដោយសារទម្ងន់ផ្ទាល់របស់ធ្នឹមតូចជាងបន្ទុកសន្មត់)

ពី factored uniform load table

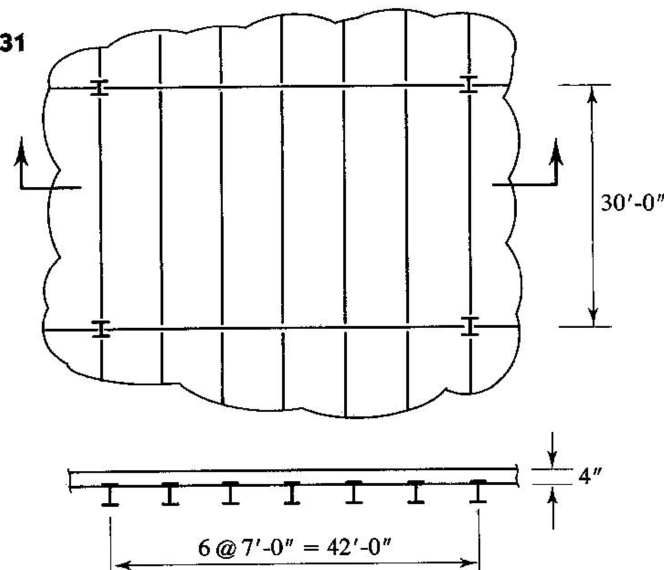
$\phi_v V_n = 177kips > 61.92kips$ (OK)

ចម្លើយ: *ប្រើ* $W21\times 68$



ប្រសិនបើតម្រូវការភាពដាបគ្រប់គ្រងលើការគណនាមុខកាត់ គេត្រូវកំណត់ម៉ូម៉ង់និចលភាពចាំបាច់អប្ប-បរមា ហើយគេត្រូវរករូបរាងស្រាលជាងគេដែលត្រូវនឹងតម្លៃនេះ។ ការងារនេះត្រូវបានសម្រួលយ៉ាងច្រើនដោយសារ moment of inertia selection table in part 4 of the Manual ។ ឧទាហរណ៍ ៥.១៣ នឹងបង្ហាញពីការប្រើប្រាស់តារាងនេះ ហើយនឹងពន្យល់ផងដែរពីវិធីសាស្ត្រក្នុងការគណនាមុខកាត់ធ្នឹមនៅក្នុងប្រព័ន្ធកម្រាលខណ្ឌ។

ឧទាហរណ៍ ៥.១៣: *ផ្នែកនៃប្រព័ន្ធគ្រោងកម្រាលត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៣១ ។ កម្រាលបេតុងពង្រឹងដោយដែកមានកម្រាស់ 4in. ត្រូវបានទ្រដោយ floor beams ដែលមានគំលាតពីគ្នា 7 ft. ។ Floor beams ត្រូវបានទ្រ ដោយ girders ដែលត្រូវបានបន្តដោយសសរ ។ (ពេលខ្លះ floor beams ត្រូវបានគេហៅថា filler beams) ។ បន្ថែមពីលើទម្ងន់របស់រចនាសម្ព័ន្ធ បន្ទុករួមមានបន្ទុកអថេរពង្រាយស្មើ 80 psf និង movable partitions ដែលត្រូវបានគិតជាបន្ទុកពង្រាយស្មើ 20 psf លើផ្ទៃកម្រាល ។ ភាពដាបសរុបអតិបរមាមិនត្រូវលើសពី 1/360 នៃប្រវែងល្វែង ។ ប្រើដែក A36 និងគណនាមុខកាត់របស់ floor beams ។ សន្មត់ថា កម្រាលផ្តល់នូវ continuous lateral support របស់ floor beams ។*



ដំណោះស្រាយ:

ប្រើបេតុងអារម៉េទម្ងន់ធម្មតាដែលមានទម្ងន់ $150lb/ft^3$ សម្រាប់គណនាបន្ទុកថេរ ។ ទម្ងន់អាចត្រូវបានគិតជាបន្ទុក ក្នុងមួយឯកត្តាផ្ទៃដោយគុណទម្ងន់មាឌនឹងកម្រាស់កម្រាលខណ្ឌ ។

$$\text{ទម្ងន់កម្រាលខណ្ឌ} = 150\left(\frac{4}{12}\right) = 50\,psf$$

សន្មត់ថាធ្នឹមនីមួយៗទ្រទ្រង់ទទឹងរងបន្ទុក (tributary width) 7 ft. របស់កម្រាលខណ្ឌ ។

កម្រាលខណ្ឌ: $50(7) \quad = 350lb/ft$

$Partition: 20(7) \quad = 140lb/ft$

ទម្ងន់ធ្នឹម: $= 40lb/ft$ (ប៉ាន់ស្មាន)

សរុប: $= 530lb/ft$ (service dead load)

ទោះបី partition អាចចល័តបាន ប៉ុន្តែ national model building codes គិតវាជាបន្ទុកថេរ (BOCA, 1996; ICBO, 1997; និង SBCC, 1997) ។ យើងក៏គិតវាជាបន្ទុកអថេរដែរនៅទីនេះ ។

បន្ទុកអថេរ: $80(7) = 560lb/ft$

ហើយបន្ទុកមេគុណសរុបគឺ

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.53) + 1.6(0.56) = 1.532kips/ft$$

ការតភ្ជាប់កម្រាល-ធ្នឹមផ្តល់នូវ no moment restraint ហើយធ្នឹមត្រូវបានគិតជាធ្នឹមដែលទ្រដោយទម្រសាមញ្ញ ។

$$M_u = \frac{1}{8}w_u L^2 = \frac{1.532(30)^2}{8} = 172.4\,ft-kips$$

ពី beam design chart ជាមួយនឹង $L_b = 0$ សាកល្បង $W18 \times 35$ ៖

$$\phi_b M_u = 179.5\, ft - kips > 172.4\, ft - kips \qquad (OK)$$

កម្លាំងកាត់ទទឹងគឺ

$$V_u \approx \frac{1532(30)}{2} = 22.98 kips$$

ពី factored uniform load tables

$$\phi_v V_n = 103 kips > 22.98 kips \qquad (OK)$$

ភាពដាបអតិបរមាអនុញ្ញាតគឺ

$$\frac{L}{360} = \frac{30(12)}{360} = 1 in.$$

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} = \frac{5}{384}\frac{(0.35+0.14+0.035+0.56)(30)^4(12)^3}{29000(510)} = 1.3 in. > 1 in. \qquad (N.G.)$$

ដោយដោះស្រាយសមីការភាពដាបសម្រាប់ required moment of inertia ទទួលបាន

$$I_{required} = \frac{5wL^4 384}{384E\Delta_{required}} = \frac{5(1.085)(30)^4(12)^3}{384(29000)(1)} = 682 in.^4$$

Moment of Inertia Selection Table ត្រូវបានរៀបចំឡើងក្នុងវិធីដូចគ្នានឹង Load Factor Design Selection Table ដូចនេះការជ្រើសរើសរូបរាងដែលស្រាលជាងគេជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់និចលភាពគ្រប់គ្រាន់មានលក្ខណៈសាមញ្ញ ។ ពី I_x Table សាកល្បង $W21 \times 44$ ៖

$$I_x = 843 in.^4 > 682 in.^4 \qquad (OK)$$

$$\phi_b M_n = 257.5\, ft - kips > 172.4\, ft - kips \qquad (OK)$$

ទម្ងន់របស់រូបរាងនេះធំជាងការសន្មត់ដំបូងបន្តិច ប៉ុន្តែទម្ងន់ដែលបន្ថែមនេះមិនអាចប្រៀបធៀបទឹង moment capacity ដ៏ធំនោះបានទេ ។

$$\phi_v V_n = 141 kips > 22.98 kips \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: ប្រើ $W21 \times 44$ ។

៥.១១. រន្ធប្រហោងនៅក្នុងធ្នឹម (Holes in Beam)

ប្រសិនបើការតភ្ជាប់ធ្នឹមត្រូវបានធ្វើឡើងជាមួយប៊ូឡុង ស្លាប ឬទ្រនុងរបស់ធ្នឹមត្រូវបានចោះប្រហោងឬខួង ។ លើសពីនេះ ពេលខ្លះទ្រនុងធ្នឹមត្រូវបានចោះរន្ធធំៗដើម្បីរត់គ្រឿងបរិក្ខាផ្សេងៗដូចជា បំពង់ខ្សែភ្លើង អគ្គិសនី បំពង់ខ្យល់ជាដើម ។ គេចូលចិត្តចោះរន្ធនៅលើទ្រនុងធ្នឹមត្រង់កន្លែងណាដែលមានកម្លាំងកាត់ទទឹងតូច

ហើយរន្ធប្រហោងត្រូវបានចោះនៅលើស្លាបត្រង់កន្លែងណាដែលមានម៉ូម៉ង់តូច ។ ប៉ុន្តែគេមិនអាចធ្វើបែបនេះបាន រហូតទេ ដូចនេះគេត្រូវគិតពីឥទ្ធិពលរបស់រន្ធប្រហោង ។

សម្រាប់រន្ធប្រហោងតូច ដូចសម្រាប់ប៊ូឡុង ឥទ្ធិពលរបស់វានឹងតូច ជាពិសេសសម្រាប់ flexure ដោយ មូលហេតុពីរ ។ ទី១គឺ ការកាត់បន្ថយមុខកាត់តូច ។ ទី២គឺ មុខកាត់ដែលនៅក្បែរមិនបានកាត់បន្ថយ ហើយការ ផ្លាស់ប្តូរមុខកាត់នៃភាពមិនជាប់តូចធំជាង “weak link” ។

ដូចនេះ AISC B10 អនុញ្ញាតឱ្យចោលនូវឥទ្ធិពលរបសលរន្ធប្រហោងនៅពេលដែល

$$0.75F_u A_{fn} \geq 0.9 F_y A_{fg} \qquad \text{(AISC Equation B10-1)}$$

ដែល A_{fg} = gross flange are

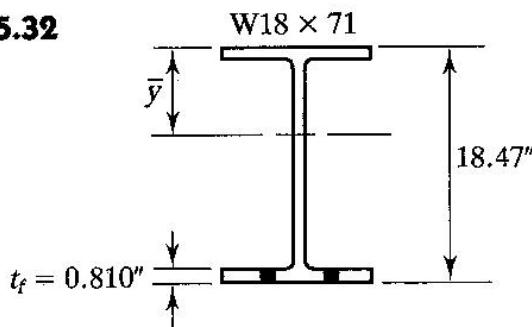
A_{fn} = net flange are

ប្រសិនបើគេមិនជួបនូវលក្ខខណ្ឌនេះទេ flexural properties ត្រូវតែឈរលើក្រឡាផ្ទៃស្លាបរងការទាញប្រសិទ្ធ ភាព

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y}A_{fn} \qquad \text{(AISC Equation B10-3)}$$

ឧទាហរណ៍ ៥.១៤: *គណនា elastic section modulus ដែលត្រូវបានកាត់បន្ថយ S_x សម្រាប់មុខកាត់ដែល បង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៣២ ។ គេប្រើដែក A36 និងប្រហោងសម្រាប់ប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត 1in. ។*

FIGURE 5.32



ដំណោះស្រាយ: $A_{fg} = b_f t_f = 7.635(0.81) = 6.184 in^2$

អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងប្រសិទ្ធភាពគឺ

$$d_h = 1 + \frac{1}{8} = 1\frac{1}{8} in$$

net flange area គឺ

$$A_{fn} = A_{fg} - \sum d_h t_f = 6.184 - 2(1.125)(0.810) = 4.362 in.^2$$

ពី AISC Equation B10-1

$$0.75F_u A_{fn} = 0.75(58)(4.362) = 189.7kips$$

និង $$0.9F_y A_{fg} = 0.9(36)(6.184) = 200.4kips$$

ដោយសារ $0.75F_u A_{fn} < 0.9F_y A_{fg}$ *យើងត្រូវតែគិតរន្ធប្រហោង។ ដោយប្រើ AISC Equation B10-3 ឱ្យក្រឡាផ្ទៃស្លាបប្រសិទ្ធភាព*

$$A_{fg} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y}A_{fn} = \frac{5}{6}\left(\frac{58}{36}\right)4.362 = 5.856in.^2$$

ក្រឡាផ្ទៃស្លាបនេះត្រូវគ្នានឹងការកាត់បន្ថយដោយ $6.184 - 5.856 = 0.328in.^2$ *។ អ័ក្សណឺតអេឡាស្ទិចស្ថិតនៅចម្ងាយ* $\bar{y}$ *ពីកំពូលរបស់មុខកាត់*

$$\bar{y} = \frac{20.8(18.47/2) - 0.328(18.47 - 0.405)}{20.8 - 0.328} = 9.094in.$$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពដែលត្រូវបានកាត់បន្ថយគឺ

$$\overline{I_x.} = 1170 + 20.8(9.094 - 9.235)^2 - 0.328(9.094 - 18.06)^2 = 1144in.^4$$

S_x *សម្រាប់ស្លាបខាងលើគឺ*

$$S_x = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{1144}{9.094} = 126in.^3$$

S_x *សម្រាប់ស្លាបខាងក្រោមគឺ*

$$S_x = \frac{I_x}{d - \bar{y}} = \frac{1144}{18.47 - 9.094} = 122in.^3$$

ចម្លើយ: *The reduced elastic section modulus សម្រាប់ផ្នែកខាងលើគឺ* $126in.^3$ *និងសម្រាប់ផ្នែកខាងក្រោមគឺ* $122in.^3$ *។*

ធ្នឹមដែលមានរន្ធប្រហោងធំនៅលើទ្រនុង ត្រូវការការគណនាពិសេសដែលមិនមានរៀបរាប់នៅក្នុងសៀវភៅនេះទេ។ Design of Steel and Composite Beam with Web Openings គឺជាការណែនាំដ៏មានប្រយោជន៍សម្រាប់ប្រធានបទនេះ (Darwin, 1990) ។

៥.១២. Open-Web Steel Joists

Open-web steel joists ជាប្រភេទ truss ដែលផលិតរួចជាស្រេចដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៣៣*។ Open-web steel joists ខ្លះដែលមានទំហំតូច ប្រើរបារដែកមូលជាប់សម្រាប់ធ្វើជាអង្គត់ទ្រនុង (web

member) ហើយវាត្រូវបានគេហៅ bar joists ។ វាត្រូវបានគេប្រើនៅក្នុងកម្រាល និងប្រព័ន្ធដំបូលសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំជាច្រើន ។ សម្រាប់ប្រវែងល្វែងដែលឱ្យដូចគ្នា open-web steel joists មានទម្ងន់ស្រាលជាង rolled shapes ហើយអវត្តមានរបស់ទ្រនុងតាន់អនុញ្ញាតឱ្យគេរត់ប្រព័ន្ធបរិក្ខារយ៉ាងស្រួល ។ អាស្រ័យទៅនឹងប្រវែងល្វែង open-web steel joist មានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចជាង rolled shapes ទោះបីជាវាគ្មានគោលការណ៍ណែនាំសម្រាប់ការកំណត់វាក៏ដោយ ។

គេអាចរក open-web steel joists ជាមួយនឹងកម្ពស់ស្តង់ដារ និងលទ្ធភាពទ្របន្ទុកពីរោងចក្រជាច្រើន ។ Open-web steel joist ខ្លះត្រូវបានគណនាដើម្បីធ្វើការជា floor ឬ roof joists ហើយ open-web steel joists ខ្លះទៀតត្រូវបានគណនាដើម្បីធ្វើការជា girder ដែលទ្រប្រតិកម្មដែលប្រមូលផ្តុំពី joists ។ AISC Specification មិនបានរៀបរាប់ពី open-web steel joists ទេ តែស្ថាប័នមួយផ្សេងទៀតដែលគេហៅថា Steel Joist Institute (SJI) មានពិពណ៌នាពីវា ។ រាល់ការប្រើប្រាស់ steel joists រួមទាំងការគណនា និងការផលិតត្រូវបានបោះពុម្ពផ្សាយនៅក្នុង Standard Specifications, Load Tables, និង Weight Table for Steel Joists and Joist Girders (SJI, 1994) ។

គេអាចជ្រើសរើស open-web steel joists ជាមួយនឹង the aid of the standard load tables (SJI, 1994) ហើយតារាងមួយនៅក្នុងចំណោមនោះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៣៤* ។ ជាមួយនឹងការផ្សំគ្នារវាងល្វែង និង joist គេនឹងទទួលបានតម្លៃបន្ទុកមួយគូរ ។ លេខខាងលើជា total service load capacity គិតជា pounds ក្នុងមួយ foot ហើយលេខនៅខាងក្រោមជា service live load ក្នុងមួយ foot ដែលនឹងបង្កើតភាពដាបស្មើនឹង 1/360 នៃប្រវែងល្វែង ។ (ទោះបីជាបន្ទុកនៅក្នុងតារាងជា service load capacities ក៏ដោយ ក៏គេអាចប្រើតារាងនេះយ៉ាងងាយស្រួលជាមួយនឹងវិធី LRFD ដែលយើងនឹងបង្ហាញនៅទីនេះ) ។ លេខដំបូងនៃលេខសំគាល់ជាកម្ពស់របស់ open-web steel joist ដែលគិតជា *in.* ។ តារាងក៏ឱ្យផងដែរ នូវទម្ងន់ប្រហាក់ប្រហែលដែលគិតជា pound ក្នុងមួយ foot នៃប្រវែង ។

គេអាចរក open-web steel joists ដែលត្រូវបានគណនាដើម្បីមាននាទីជា floor or roof joist (ដែលផ្ទុយពីមាននាទីជា girder) ជា open-web steel joist (K-series, both standard and KCS), longspan steel joists (LH-series), និង deep longspan steel joist (DLH-series) ។ នៅពេលយើងរំកិលសេរីឡើងកាន់តែខ្ពស់ យើងនឹងទទួលបានប្រវែងល្វែង និងលទ្ធភាពទ្របន្ទុកកាន់តែធំ ។ ជាឧទាហរណ៍ 8K1 មានប្រវែងល្វែង 8 $ft.$ និងលទ្ធភាពទ្របន្ទុក $550 lb/ft.$ ប៉ុន្តែ 72DLH19 អាចទ្របន្ទុកបាន $497 lb/ft.$ លើប្រវែង 144 $ft.$ ។

FIGURE 5.34

Joist Designation	8K1	10K1	12K1	12K3	12K5	14K1	14K3	14K4	14K6	16K2	16K3	16K4	16K5	16K6	16K7	16K9
Depth (in.)	8	10	12	12	12	14	14	14	14	16	16	16	16	16	16	16
Approx. Wt. (lbs./ft.)	5.1	5.0	5.0	5.7	7.1	5.2	6.0	6.7	7.7	5.5	6.3	7.0	7.5	8.1	8.6	10.0
Span (ft.) ↓																
8	550 550															
9	550 550															
10	550 480	550 550														
11	532 377	550 542														
12	444 288	550 455	550 550	550 550	550 550											
13	377 225	479 363	550 510	550 510	550 510											
14	324 179	412 289	500 425	550 463	550 463	550 550	550 550	550 550	550 550							
15	281 145	358 234	434 344	543 428	550 434	511 475	550 507	550 507	550 507							
16	246 119	313 192	380 282	476 351	550 396	448 390	550 467	550 467	550 467	550 550	550 550	550 550	550 550	550 550	550 550	550 550
17		277 159	336 234	420 291	550 366	395 324	495 404	550 443	550 443	512 488	550 526	550 526	550 526	550 526	550 526	550 526
18		246 134	299 197	374 245	507 317	352 272	441 339	530 397	550 408	456 409	508 456	550 490	550 490	550 490	550 490	550 490
19		221 113	268 167	335 207	454 269	315 230	395 287	475 336	550 383	408 347	455 386	547 452	550 455	550 455	550 455	550 455
20		199 97	241 142	302 177	409 230	284 197	356 246	428 287	525 347	368 297	410 330	493 386	550 426	550 426	550 426	550 426
21			218 123	273 153	370 198	257 170	322 212	388 248	475 299	333 255	371 285	447 333	503 373	548 405	550 406	550 406
22			199 106	249 132	337 172	234 147	293 184	353 215	432 259	303 222	337 247	406 289	458 323	498 351	550 385	550 385
23			181 93	227 116	308 150	214 128	268 160	322 188	395 226	277 194	308 216	371 252	418 282	455 307	507 339	550 363
24			166 81	208 101	282 132	196 113	245 141	295 165	362 199	254 170	283 189	340 221	384 248	418 269	465 298	550 346
25						180 100	226 124	272 145	334 175	234 150	260 167	313 195	353 219	384 238	428 263	514 311
26						166 88	209 110	251 129	308 156	216 133	240 148	289 173	326 194	355 211	395 233	474 276
27						154 79	193 98	233 115	285 139	200 119	223 132	268 155	302 173	329 188	366 208	439 246
28						143 70	180 88	216 103	265 124	186 106	207 118	249 138	281 155	306 168	340 186	408 220
29										173 95	193 106	232 124	261 139	285 151	317 167	380 198
30										161 86	180 96	216 112	244 126	266 137	296 151	355 178
31										151 78	168 87	203 101	228 114	249 124	277 137	332 161
32										142 71	158 79	190 92	214 103	233 112	259 124	311 147

Source: Standard Specifications, Load Tables, and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders. Myrtle Beach, S.C.: Steel Joist Institute, 1994. Reprinted with permission.

ដោយលើកលែង KCS joists, open-web steel joists ទាំងអស់ត្រូវបានគណនាជា trusses ដែលទ្រដោយទម្រសាមញ្ញ ជាមួយនឹងបន្ទុកពង្រាយស្មើនៅលើ top chord ។ ការដាក់បន្ទុកនេះធ្វើឱ្យ top chord រងនូវ bending ក៏ដូច axial compression ដូចនេះ top chord ត្រូវបានគណនាជា beam-column (មើលជំពូក ៦) ។ ដើម្បីធានានូវស្ថិរភាពរបស់ top chord គេត្រូវភ្ជាប់ the floor or roof deck ក្នុងវិធីបែបណាដើម្បីធ្វើឱ្យ មាន continuous lateral support ។

ទាំង top និង bottom chord members របស់ K-series joists ត្រូវបានផលិតដោយដែកដែលមាន yield stress $50ksi$ ។ លទ្ធភាពទ្របន្ទុករបស់ K-series joists ត្រូវបានផ្ទៀងផ្ទាត់ដោយការពិសោធ ហើយមេគុណសុវត្ថិភាពអប្បបរមាត្រូវបានបង្ហាញឱ្យឃើញស្មើនឹង 1.65 ។

វិធីសាស្ត្រដ៏សាមញ្ញសម្រាប់ប្រើប្រាស់ standard load tables ជាមួយនឹង LRFD ត្រូវបានណែនាំដោយ SJI (1994) ហើយត្រូវបានបង្ហាញនៅទីនេះ ក្នុងទម្រង់កែប្រែបន្តិចបន្តួច ។ ពិចារណា ទំនាក់ទំនងគោល LRFD សមីការ 2.3:

$$\sum \gamma_i Q_i \le \phi R_n$$

វាត្រូវបានសរសេរសម្រាប់បន្ទុកពង្រាយស្មើក្នុងទម្រង់ជា

$$w_u \le \phi w_n \qquad (5.7)$$

ដែល w_u ជាបន្ទុកពង្រាយស្មើមេគុណ និង w_n ជា nominal uniform load strength of the joist ។ ប្រសិនបើយើងប្រើផលធៀបមធ្យមនៃ nominal strength លើ allowable strength ស្មើនឹង 1.65* យើងអាចសរសេរ nominal strength ដោយ

$$w_n = 1.65 w_{sji}$$

ដែល w_{sji} ជា allowable strength (allowable load) ដែលឱ្យនៅក្នុង standard load tables ។

Design strength គឺ

$$\phi w_n = 0.9(1.65 w_{sji}) = 1.485 w_{sji} \approx \tfrac{3}{2} w_{sji}$$

ឥឡូវយើងអាចសរសេរសមីការ 5.7 ជា

$$w_u \le \tfrac{3}{2} w_{sji}$$

សម្រាប់គោលបំណងនៃការគណនា យើងអាចសរសេរទំនាក់ទំនងនេះជា

$$\text{required } w_{sji} = \tfrac{2}{3} w_u$$

ឧទាហរណ៍ ៥.១៥: *ប្រើ load table ដែលឱ្យនៅក្នុងរូបទី ៥.៣៤ ជ្រើសរើស open-web steel joist សម្រាប់ប្រព័ន្ធកម្រាល និងបន្ទុកខាងក្រោម ។*

$$Joist\ spacing = 3\,ft$$
$$Span\ length = 20\,ft$$

បន្ទុកគឺ: កម្រាលខណ្ឌកម្រាស់ 3in.

---

* ចំណាំថាមេគុណសុវត្ថិភាពសម្រាប់ K-series joists ត្រូវបានកំណត់ដោយការពសោធដែលធ្វើឡើងដោយផលិតករ ។

បន្ទុកថេរផ្សេងទៀត $= 20\,psf$

បន្ទុកអថេរ $= 50\,psf$

ដំណោះស្រាយៈ *សម្រាប់បន្ទុកថេរ*

កម្រាលខណ្ឌៈ $50\left(\frac{3}{12}\right) = 37.5\,psf$

បន្ទុកថេរផ្សេងទៀត $= 20\,psf$

ទម្ងន់របស់ *joist* $= 3\,psf$ *(ឧបមា)*

សរុប $= 60.5\,psf$

$w_D = 60.5(3) = 181.5\,lb/ft$

សម្រាប់បន្ទុកអថេរ $50\,psf$

$w_L = 50(3) = 150\,lb/ft$

បន្ទុកមេគុណគឺ

$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(181.5) + 1.6(150) = 457.8\,lb'ft$

បំលែងបន្ទុកនេះទៅជា required service load ៖

$required\ w_{sji} = \frac{2}{3}w_u = \frac{2}{3}(457.8) = 305\,lb/ft$

រូបទី ៥.៣៤ បង្ហាញថា joist ខាងក្រោមបំពេញនូវតម្រូវការនៃបន្ទុកខាងលើៈ $12K5$ *ទម្ងន់ប្រហែល* $7.1\,lb/ft$, $14K3$ *ទម្ងន់ប្រហែល* $6\,lb/ft$ *និង* $16K2$ *ទម្ងន់ប្រហែល* $5.5\,lb/ft$ *។ ដោយមិនមានការកំណត់សម្រាប់កម្ពស់ ដូចនេះយើងរើសនូវ joist ណាដែលស្រាលជាងគេ ។*

ចម្លើយៈ *ប្រើ* $16K2$ *។*

៥.១៣. បន្ទះទ្រធ្នឹម និងបន្ទះបាតសសរ (Beam Bearing Plates and Column Base Plate)

វិធីគណនាបន្ទះទ្រសសរមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹងវិធីគណនាបន្ទះទ្រធ្នឹម ហើយដោយសារមូលហេតុនេះ យើងនឹងពិចារណាវាជាមួយគ្នា ។ លើសពី ការកំណត់កម្រាស់របស់បន្ទះបាតសសរតម្រូវឱ្យមានការពិចារណាពី flexure ដូចនេះវាត្រូវបានលើកយកមករៀបរាប់នៅទីនេះ ដែលមិនមែននៅក្នុងជំពូក ៤ ។ ក្នុងករណីទាំងពីរ តួនាទីរបស់បន្ទះដែកគឺបែងចែកបន្ទុកដែលប្រមូលផ្តុំ (concentrated load) ទៅសម្ភារៈដែលទ្រវា ។

បន្ទះទ្រធ្នឹមមានពីរប្រភេទគឺៈ មួយសម្រាប់បញ្ជូនប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹមទៅទម្រ ដូចជាជញ្ជាំងបេតុង និងមួយទៀតសម្រាប់បញ្ជូនបន្ទុកទៅស្លាបខាងលើរបស់ធ្នឹម ។ ដំបូង ពិចារណាទម្រធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី*

៥.៣៥ ។ ទោះបីជាធ្នឹមជាច្រើនត្រូវបានតភ្ជាប់ទៅសសរឬទៅធ្នឹមផ្សេងទៀតក៏ដោយ តែប្រភេទនៃទម្រដែលបង្ហាញនៅទីនេះ ត្រូវបានប្រើជារឿយៗ ជាពិសេសនៅត្រង់ bridge abutments ។ ការគណនាពីបន្ទះទ្រូវមមានបីជំហាន:

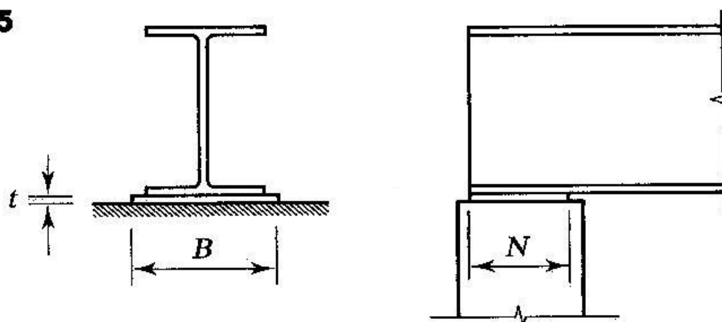
1. កំណត់ទំហំ N ដែលគេអាចការពារ web yielding និង web crippling ។

2. កំណត់ទំហំ B ដែលក្រឡាផ្ទៃ $B \times N$ មានទំហំគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារសម្ភារៈដែលទ្រ (ជាទូទៅគឺបេតុង) ពីការបែក ។

3. កំណត់កម្រាស់ t ដែលបន្ទះទ្រមាន bending strength គ្រប់គ្រាន់ ។

ការពណ៌នាពី Web yielding and web crippling មាននៅក្នុង Chapter K of AISC Specification, “Strength Design Consideration” ។ ឯចំណែក bearing strength របស់បេតុងត្រូវបាននិយាយនៅក្នុង Chapter J, “Connections, Joints, and Fasteners” ។

FIGURE 5.35



Web Yielding

Web yielding គឺជាការផ្ទុះបែកដោយការសង្កត់ (compressive crushing) របស់ទ្រនុងធ្នឹមដែលបណ្តាលពីការអនុវត្តន៏កម្លាំងសង្កត់ដោយផ្ទាល់ទៅស្លាបដែលនៅពីខាងលើ ឬពីខាងក្រោមទ្រនុង ។ កម្លាំងនេះអាចជាកម្លាំងប្រតិកម្មពីទម្រនៃប្រភេទដូចបង្ហាញក្នុង *រូបទី ៥.៣៥* ឬវាអាចជាបន្ទុកដែលបញ្ជូនទៅស្លាបដោយសសរ ឬធ្នឹមផ្សេងទៀត ។ Yielding កើតឡើងនៅពេលដែលកុងត្រាំងសង្កត់នៅលើមុខកាត់ដេកតាមរយៈទ្រនុងខិតទៅរកចំណុច yield ។ នៅពេលបន្ទុកត្រូវបានបញ្ជូនតាមរយៈបន្ទះដែក web yielding ត្រូវបានសន្មត់ថាកើតមាននៅក្បែរមុខកាត់ដែលមានទទឹង t_w ។ នៅក្នុង rolled shape មុខកាត់នៅត្រង់ចុងនៃពិតកោង (toe of the fillet) ដែលមានចម្ងាយ k ពីផ្ទៃខាងក្រៅរបស់ស្លាប (ទំហំនេះត្រូវបានរៀបជាតារាង នៅក្នុង dimensions and properties tables in the Manual) ។ ប្រសិនបើបន្ទុកត្រូវបានសន្មត់ថាបែងចែកខ្លួនវាដោយ slope $1:2.5$

ដូចបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.៣៦* ក្រឡាផ្ទៃនៅត្រង់ទម្រងរងនូវ yielding គឺ $(2.5k+N)t_w$ ។ ដោយគុណក្រឡាផ្ទៃនេះនឹង yield stress ឱ្យ nominal strength សម្រាប់ web yielding នៅត្រង់ទម្រ:

$$R_n = (2.5k+N)F_y t_w \quad \text{(AISC Equation K1-3)}$$

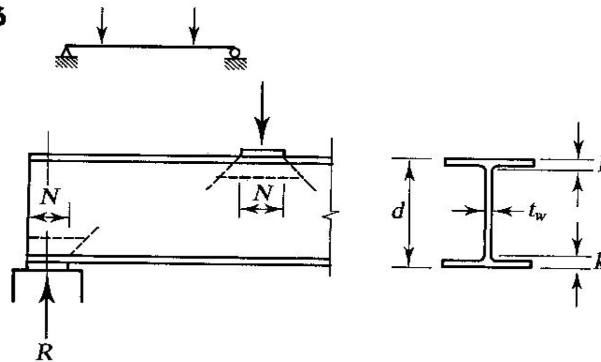
The bearing length N នៅត្រង់ទម្រមិនគួរតូចជាង k ។ នៅត្រង់បន្ទុកខាងក្នុង បណ្តោយរបស់មុខកាត់រងនូវ yielding គឺ

$$2(2.5k)+N = 5k+N$$

The nominal strength គឺ

$$R_n = (5k+N)F_y t_w \quad \text{(AISC Equation K1-2)}$$

The design strength គឺ ϕR_n, ដែល $\phi = 1.0$



Web Cripplimg

Web crippling ជា buckling របស់ទ្រនុងដែលបណ្តាលពីកម្លាំងសង្កត់ដែលបញ្ជូនតាមរយៈស្លាប ។ សម្រាប់បន្ទុកខាងក្នុង nominal strength សម្រាប់ web crippling គឺ:

$$R_n = 135 t_w^2 \left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{(AISC Equation K1-4)}$$

សម្រាប់បន្ទុកនៅត្រង់ ឬក្បែរទម្រ (មិនធំជាងពាក់កណ្តាលកម្ពស់ធ្នឹមពីចុង) nominal strength គឺ:

$$R_n = 68 t_w^2 \left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{សម្រាប់ } \frac{N}{d} \le 2 \text{ (AISC Equation K1-5a)}$$

ឬ

$$R_n = 68 t_w^2 \left[1+\left(4\frac{N}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{សម្រាប់ } \frac{N}{d} > 2 \text{ (AISC Equation K1-5b)}$$

មេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់នេះគឺ $\phi = 0.75$

Concrete Bearing Strength

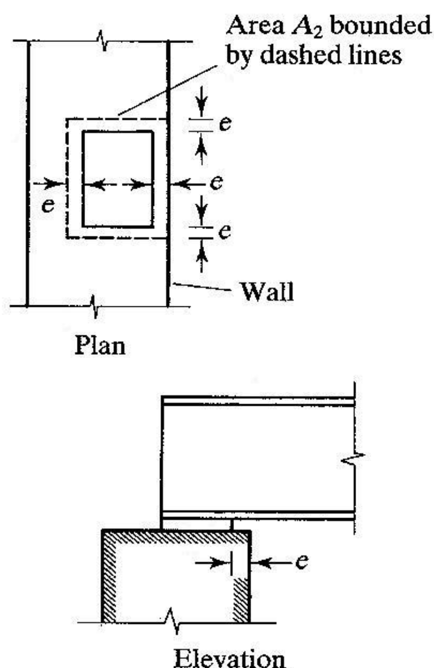
សម្ភារៈដែលប្រើសម្រាប់ទ្រធ្នឹមអាចជា បេតុង ឥដ្ឋ ឬសម្ភារៈផ្សេងៗទៀត ប៉ុន្តែជាទូទៅវាជាបេតុង ។ សម្ភារៈនេះត្រូវតែទប់នឹង bearing load ដែលអនុវត្តដោយបន្ទះដែក ។ The nominal bearing strength ដែលបញ្ជាក់នៅក្នុង AISC J9 ដូចគ្នានៅក្នុង American Concrete Institute's Building Code (ACI, 1995) ។ ប្រសិនបើ plate គ្របពេញលើផ្ទៃរបស់ទម្រ នោះ nominal strength គឺ

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \qquad \text{(AISC Equation J9-1)}$$

ប្រសិនបើ plate មិនគ្របពេញលើផ្ទៃរបស់ទម្រទេ នោះ nominal strength គឺ

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \qquad \text{(AISC Equation J9-2)}$$

FIGURE 5.37



ដែល $f'_c =$ រេស៊ីស្តង់រងការសង្កត់ ២៨ថ្ងៃរបស់បេតុង

$A_1 =$ bearing area

$A_2 =$ full area របស់ទម្រ

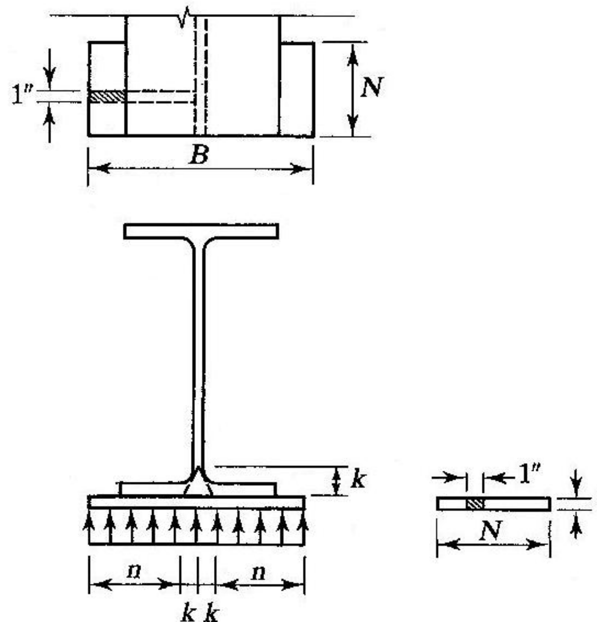
ប្រសិនបើ A_2 មិនធំជាមួយ A_1 នោះ A_2 គួរមានតម្លៃធំជាង A_1 ដែលវាមានរាងធរណីមាត្រស្រដៀងគ្នានឹង A_1 ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៣៧*។ AISC តម្រូវឱ្យ

$$\sqrt{A_2 / A_1} \le 2$$

The design bearing strength គឺ $\phi_c P_p$ ដែល $\phi_c = 0.60$ ។

Plate Thickness

នៅពេលដែលបណ្តោយ និងទទឹងរបស់បន្ទះទម្រត្រូវបានកំណត់ហើយ bearing pressure មធ្យមត្រូវបានគិតជាបន្ទុកពង្រាយស្មើទៅលើបាតនៃ plate ដែលត្រូវបានសន្មត់ទ្រដោយទទឹង $2k$ ដែលនៅកណ្តាលធ្នឹម និងបណ្តោយ N ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៣៨។ បន្ទាប់មកទៀតបន្ទះត្រូវបានពិចារណាថាកោងធៀបអ័ក្សស្របទៅនឹងល្វែងធ្នឹម ។ ដូចនេះ បន្ទះត្រូវបានគិតជា cantilever ដែលមានប្រវែងល្វែង $n=(B-2k)/2$ និងទទឹង N ។ ដើម្បីងាយស្រួល ទទឹង $1in.$ ត្រូវបានពិចារណា ជាមួយនឹងបន្ទុកពង្រាយស្មើគិតជា $lb/in.$ ដែលស្មើនឹង bearing pressure ដែលគិតជា $lb/in.^2$ ។



ពីរូបទី ៥.៣៨ ម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុងបន្ទះគឺ

$$M_u=\frac{R_u}{BN}\times n\times\frac{n}{2}=\frac{R_u n^2}{2BN}$$

ដែល R_u/BN ជា bearing pressure មធ្យមរវាងបន្ទះ និងបេតុង ។ សម្រាប់មុខកាត់ចតុកោណកែងដែលកោងធៀបអ័ក្សខ្សោយ (minor axis) នោះ nominal moment strength M_u ស្មើនឹង plastic moment capacity M_p ។ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៥.៣៩ plastic moment សម្រាប់មុខកាត់ចតុកោណកែងដែលមានទំហំទទឹងមួយឯកត្តា និងកម្រាស់ t គឺ

$$M_p=F_y\left(1\times\frac{t}{2}\right)\left(\frac{t}{2}\right)=F_y\frac{t^2}{4}$$

ដោយសារ $\phi_b M_n$ ត្រូវតែតូចជាង M_u

$$\phi_b M_n \ge M_u$$

$$0.9F_y \frac{t^2}{4} \ge \frac{R_u n^2}{2BN}$$

$$t \ge \sqrt{\frac{2R_u n^2}{0.9BNF_y}} \quad \text{ឬ} \quad t \ge \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} \qquad (5.8 / 5.9)$$

ឧទាហរណ៍ ៥.១៦: *គណនា bearing plate ដើម្បីបែងចែកប្រតិកម្មរបស់ $W21\times 68$ ជាមួយនឹងប្រវែងល្វែង $15ft.\ 10in.$ គិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្សរបស់ទម្រ ។ Service load សរុប ដែលគិតបញ្ចូលទាំងទម្ងន់ធ្នឹមគឺ $9kips/ft$ ដែលមានបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរស្មើគ្នា ។ ធ្នឹមត្រូវបានទ្រទៅលើជញ្ជាំងបេតុងអារម៉េដែលមាន $f'_c = 3500psi$ ។ ទាំងបន្ទះដែក និងធ្នឹមជាដែក A36 ។*

ដំណោះស្រាយ: *បន្ទុកមេគុណគឺ*

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(4.5) + 1.6(4.5) = 12.6kips/ft.$$

ហើយប្រតិកម្មគឺ

$$R_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{12.6(15.83)}{2} = 99.73kips$$

កំណត់ប្រវែងរបស់ bearing N ដែលចាំបាច់ដើម្បីការពារ web yielding ។ ពី AISC Equation K1-3, design strength សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់នេះគឺ

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_w$$

សម្រាប់ $\phi R_{n\ge} R_u$,

$$1[2.5(1.438) + N](36)(0.430) \ge 99.73$$

$$N \ge 2.85in.$$

ប្រើ AISC Equation K1-5 ដើម្បីកំណត់តម្លៃរបស់ N ដែលចាំបាច់ដើម្បីការពារ web crippling ។ សន្មត់ $N/d \ge 0.2$ និងសាកល្បងទម្រង់ទីពីររបស់សមីការ ។ សម្រាប់ $\phi R_{n\ge} R_u$,

$$\phi 68t_w^2 \left[1 + \left(4\frac{N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \ge R_u$$

$$0.75(68)(0.43)^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{21.13} - 0.2\right)\left(\frac{0.43}{0.685}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{36(0.685)}{0.43}} \ge 99.73$$

$$N \ge 5.27in. \qquad (controls)$$

ត្រួតពិនិត្យការសន្មត់

$$\frac{N}{d}=\frac{5.268}{21.13}=0.25>0.2 \qquad (OK)$$

សាកល្បង $N=6in.$ ។ កំណត់ទំហំ B ពី bearing strength ។ ការសន្មត់ដែលមានសុវត្ថិភាពគឺក្រឡាផ្ទៃពេញទាំងអស់របស់ទម្រត្រូវបានប្រើ ។

$$\phi_c(0.85)f'_c A_1 \ge R_u$$

$$0.6(0.85)(3.5)A_1 \ge 99.73$$

$$A_1 \ge 55.87in^2$$

តម្លៃអប្បបរមារបស់ទំហំ B គឺ

$$B=\frac{A_1}{N}=\frac{55.87}{6}=9.31in.$$

ទទឹងស្លាបរបស់ $W21\times 68$ គឺ $8.270in.$ ដែលធ្វើឱ្យបន្ទះដែកធំជាងស្លាបបន្តិច ដែលគេចង់បាន ។ សាកល្បង $B=10in.$ ។

កំណត់កម្រាស់បន្ទះដែកដែលចាំបាច់

$$n=\frac{B-2k}{2}=\frac{10-2(1.438)}{2}=3.562in.$$

ពីសមីការ (5.9)

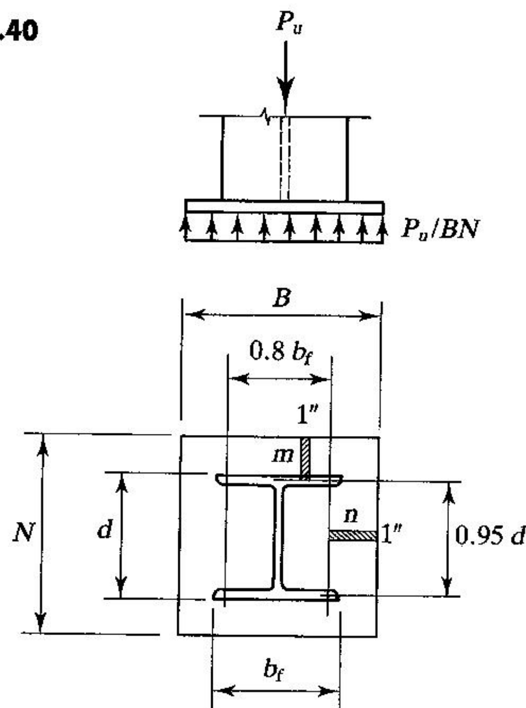
$$t=\sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}}=\sqrt{\frac{2.222(99.73)(3.562)^2}{10(6)(36)}}=1.14in.$$

ចម្លើយ: ប្រើ $PL1\frac{1}{4}\times 6\times 10$ ។

ប្រសិនបើធ្នឹមមិនត្រូវបានពង្រឹងខាងនៅត្រង់ចំណុចរងបន្ទុក (ក្នុងវិធីបែបណាដើម្បីការពារបំលាស់ទីខាងរវាងស្លាបរងកម្លាំងសង្កត់ និងស្លាបរងកម្លាំងទាញ) ទេនោះ Specification តម្រូវឱ្យអង្កេត sidesway web buckling (AISC K1.5) ។ នៅពេលបន្ទុកអនុវត្តទៅលើស្លាបទាំងពីរ គេត្រូវត្រួតពិនិត្យ compression buckling (AISC K1.6) ។

Column Base Plate

ដូចគ្នានឹងការគណនា beam bearing plateដែរ ការគណនា column base plate តម្រូវឱ្យមានការពិចារណាពី bearing pressure ទៅលើសម្ភារៈដែលទ្រ និង bending របស់បន្ទះដែក ។ ភាពខុសគ្នាដ៏ធំបំផុតគឺ bending នៅក្នុង beam bearing plate គឺមួយទិស ប៉ុន្តែ column base plate រងនូវ bending ពីរទិស ។ លើសពីនេះទៀត web crippling និង web yielding មិនមែនជាបញ្ហានៅក្នុងការគណនា column base plate ទេ ។



Column base plate អាចត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជាបន្ទះធំ ឬបន្ទះតូច ដែលបន្ទះតូចមានទំហំប្រហាក់ប្រហែលទំហំសសរ ។ លើសពីនេះ បន្ទះតូចធ្វើការខុសគ្នា នៅពេលវារងបន្ទុកស្រាល និងពេលវារងបន្ទុកធ្ងន់ ។

កម្រាស់របស់បន្ទះធំត្រូវបានកំណត់ពីការពិចារណានៃ bending របស់ផ្នែកនៃបន្ទះដែលលយចេញពីសសរ ។ Bending ត្រូវបានសន្មត់ថាកើតមានធៀបនឹងអ័ក្សនៅកម្ពស់ពាក់កណ្តាលរបស់បន្ទះក្បែរជ្រុងរបស់ស្លាបសសរ ។ អ័ក្សពីរស្របទៅនឹងទ្រនុងមានចម្ងាយពីគ្នា $0.80b_f$ និងអ័ក្សពីរទៀតស្របទៅនឹងស្លាបមានគំលាតពីគ្នា $0.95d$ ។ ក្នុងចំណោមចម្រៀក cantilever 1*in.* ពីរដែលសំគាល់ដោយ m និង n ដូចនៅក្នុង*រូបទី ៥.៤០* តម្លៃដែលធំជាង គេត្រូវបានប្រើជំនួសឱ្យ n នៅក្នុងសមីការ 5.8 ដើម្បីគណនាកម្រាស់បន្ទះ ឬ

$$t \geq l\sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}} \qquad (5.10)$$

ដែល l ជាតម្លៃធំជាងគេក្នុងចំណោម m និង n ។ វិធីនេះសំដៅដូចទៅនឹង cantilever method ។

បន្ទះបាតតូចដែលទ្រទម្ងន់ស្រាលត្រូវបានគណនាដោយប្រើ Murray-Stockwell method (Murray, 1983) ។ នៅក្នុងវិធីនេះ ផ្នែកនៃបន្ទុកសសរដែលអនុវត្តនៅក្នុងព្រំដែនរបស់មុខកាត់សសរ (ពីលើក្រឡាផ្ទៃ $b_f d$) ត្រូវបានសន្មត់ថាបែងចែកស្មើនៅលើក្រឡាផ្ទៃ H-shaped ដូចបង្ហាញក្នុង *រូបទី ៥.៤១*។ ដូចនេះ bearing pressure គឺប្រមូលផ្តុំនៅក្បែរខ្សែព្រំរបស់សសរ ។ កម្រាស់បន្ទះត្រូវបានកំណត់ពី flexural analysis របស់ចម្រៀក cantilever នៃទទឹងឯកត្តា និងនៃប្រវែង c ។ វិធីនេះផ្តល់លទ្ធផលជាសមីការ

$$t \geq c\sqrt{\frac{2P_o}{0.9A_H F_y}} \qquad (5.11)$$

ដែល $P_o = \frac{P_u}{BN} \times b_f d$

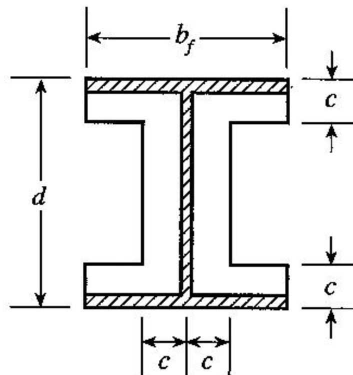
= បន្ទុកនៅក្នុងក្រឡាផ្ទៃ $b_f d$

= បន្ទុកនៅលើក្រលាផ្ទៃ H-shape

A_H = ក្រលាផ្ទៃ H-shape

c = ទំហំដែលចាំបាច់ដើម្បីឱ្យកុងត្រាំង $\frac{P_o}{A_H}$ ស្មើទៅនឹង design bearing stress របស់សម្ភារៈដែលទ្រ ។

FIGURE 5.41



ចំណាំថាសមីការ 5.11 មានទម្រង់ស្រដៀងគ្នានឹងសមីការ 5.10 ដោយប្រើកុងត្រាំង P_u / BN ដែលជំនួសដោយ P_o / A_H ។

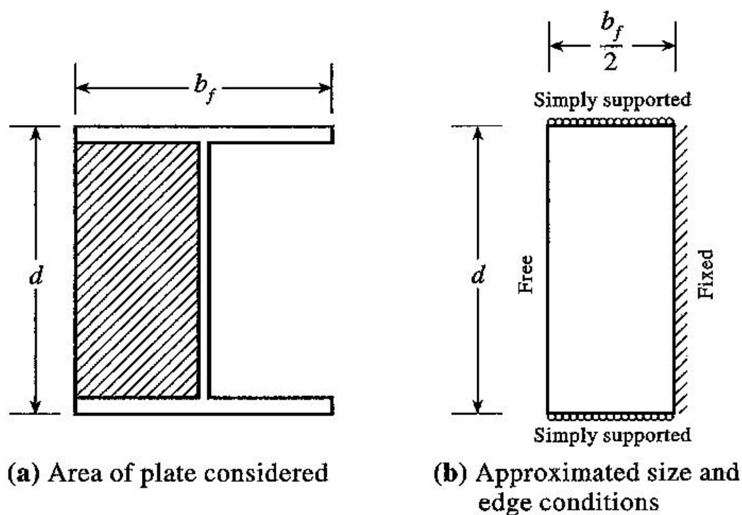
សម្រាប់បន្ទះដែលទ្រទម្ងន់ធ្ងន់ (ព្រំដែនរវាងបន្ទះទ្រទម្ងន់ស្រាល និងបន្ទះទ្រទម្ងន់ធ្ងន់មិនត្រូវបានកំណត់ជាក់លាក់), Thornton (1990a) ដែលស្នើរនូវការវិភាគដោយឈរលើការពត់ពីរទិសរបស់ផ្នែកនៃបន្ទះរវាងទ្រ

នុង និងស្លាប ។ ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.៤២* កំណាត់នៃបន្ទះនេះត្រូវបានចាត់ទុកថា fixed នៅនឹងទ្រនុង, ទម្រសាមញ្ញនៅនឹងស្លាប និងទំនេរនៅជ្រុងមួយទៀត ។ កម្រាស់ដែលតម្រូវការគឺ

$$t \geq n' \sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}}$$

ដែល $n' = \frac{1}{4}\sqrt{db_f}$ (5.12)

■ FIGURE 5.42



(a) Area of plate considered **(b)** Approximated size and edge conditions

វិធីទាំងបីនេះត្រូវបានបញ្ចូលគ្នាដោយ Thornton (1990b) ហើយការសង្ខេបមានដូចខាងក្រោម ។ កំរាស់បន្ទះដែលចាំបាច់គឺ

$$t \geq l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}} \qquad (5.13)$$

ដែល $l = \max(m, n, \lambda n')$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1-\sqrt{1-X}} \leq 1$$

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d+b_f)^2}\right)\frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

$$n' = \frac{1}{4}\sqrt{db_f}$$

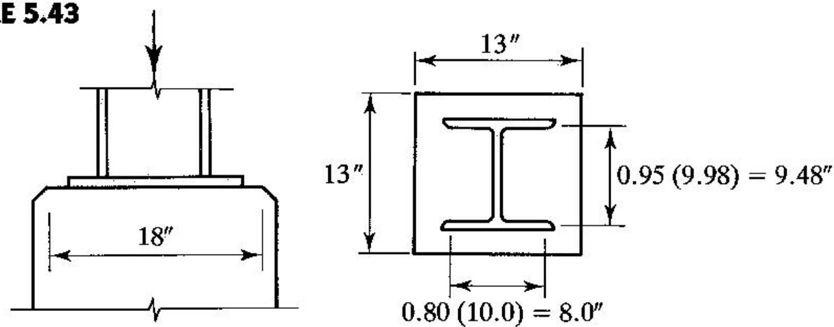
$$\phi_c = 0.60$$

P_p = nominal bearing strength ពី AISC Equation J9-1 ឬ J9-2 ។

ជាមួយនឹងសមីការខាងលើនេះ គេមិនចាំបាច់កំណត់ថាបន្ទះធំ ឬតូច រងបន្ទុកស្រាល ឬធ្ងន់។ λ អាចយកស្មើនឹង 1.0 (Thornton, 1990b) ។

វិធីនេះស្រដៀងគ្នាទៅនឹងអ្វីដែលឱ្យនៅក្នុង Part 11 of the Manual (Volume II), "Connections for Tension and Compression" ។

ឧទាហរណ៍ ៥.១៧: *គេប្រើ* $W10\times49$ *ជាសសរនឹងត្រូវបានទ្រដោយ concrete pier ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៥.៤៣ ។ ផ្ទៃខាងលើរបស់ pier មានទំហំ* $18in.\times18in.$ *។ គណនាបន្ទះ A36 សម្រាប់បន្ទុកថេរ* $98kips$ *និង បន្ទុកអថេរ* $145kips$ *។ រេស៊ីស្តង់បេតុងគឺ* $f'_c=3000\,psi$ *។*



ដំណោះស្រាយ: *បន្ទុកមេគុណគឺ*

$$P_u=1.2D+1.6L=1.2(98)+1.6(145)=349.6kips$$

គណនា required bearing area

$$\phi_c P_p\ge P_u$$

$$\phi_c(0.85)f'_c A_1\sqrt{A_2/A_1}\ge P_u$$

$$0.6(0.85)(3)A_1\sqrt{18(18)/A_1}\ge 349.6$$

$$A_1\ge161.1in.^2$$

ត្រួតពិនិត្យ

$$\sqrt{A_2/A_1}=\sqrt{18(18)/161.1}=1.41<2 \qquad (OK)$$

ម្យ៉ាងទៀត បន្ទះត្រូវតែមានទំហំធំជាងទំហំសសរ ដូចនេះ

$$b_f d=10.00(9.98)=99.8in.^2<161.1in.^2 \qquad (OK)$$

សម្រាប់ $B = N = 13in.$ ។ $A_1 = 13(13) = 169in.^2$

ទំហំរបស់ចម្រៀក cantilever m និង n អាចត្រូវបានកំណត់ពីរូបទី ៥.៤៣ ឬ

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{13 - 9.48}{2} = 1.76in$$

$$n = \frac{N - 0.8b_f}{2} = \frac{13 - 8}{2} = 2.5in.$$

ពីសមីការ 5.12

$$n' = \frac{1}{4}\sqrt{db_f} = \frac{1}{4}\sqrt{9.98(10)} = 2.497in.$$

ដោយយក $\lambda = 1.0$ គេទទួលបាន

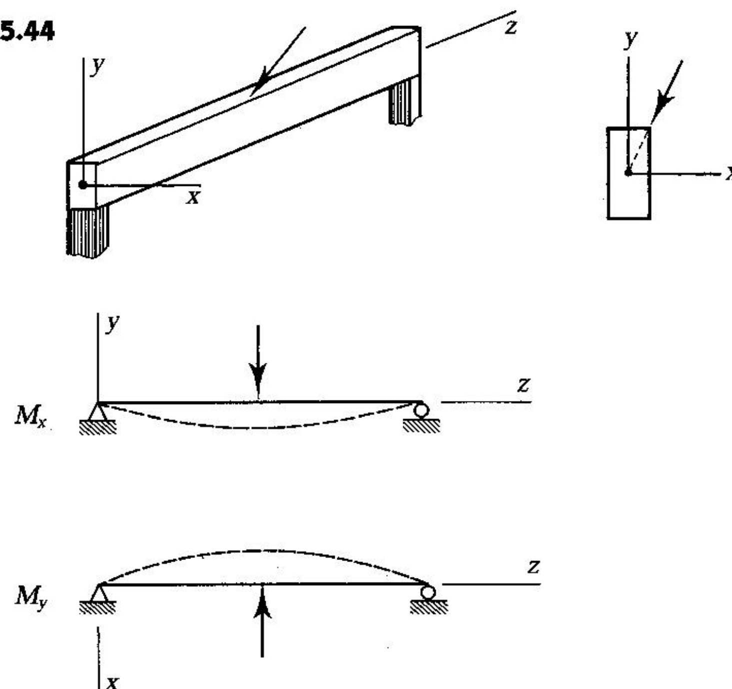
$$l = \max(m, n, n') = \max(176, 2.5, 2.497) = 2.5in.$$

ពីសមីការ 5.13, required plate thickness គឺ

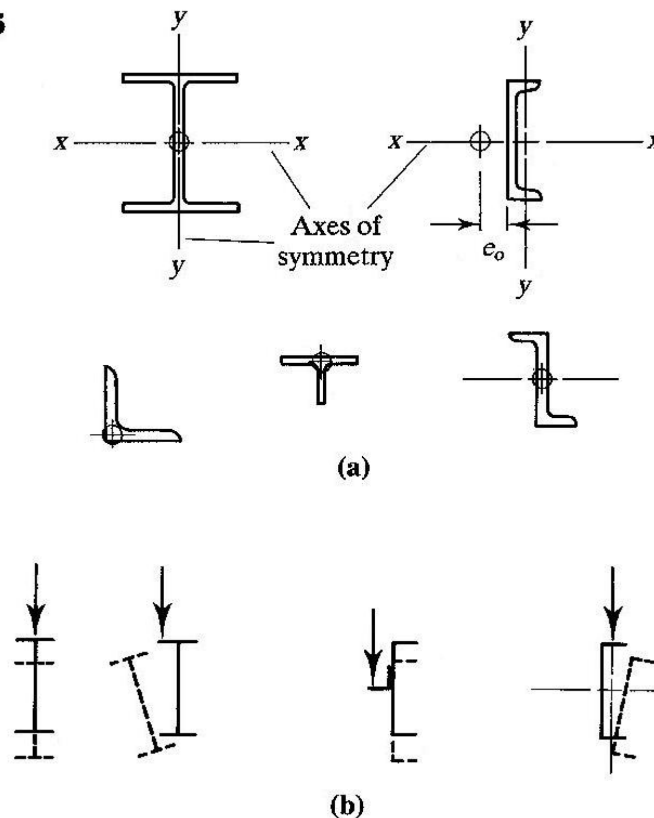
$$t = l\sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}} = 2.5\sqrt{\frac{2(349.6)}{0.9(13)(13)(36)}} = 0.893in.$$

ចម្លើយ: ប្រើ $PL1 \times 13 \times 13$ ។

៥.១៤. Biaxial Bending



Biaxial bending កើតមាននៅពេលដែលធ្នឹមរងនូវលក្ខខណ្ឌបន្ទុកដែលបង្កើត bending តាមទាំងអ័ក្សខ្លាំង (major or strong axis) និងអ័ក្សខ្សោយ (minor or weak axis) ។ ដូចករណីបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៥.៤៤* ដែលបន្ទុកចំចំណុចទោលធ្វើអំពើទៅលើអ័ក្សបណ្តោយរបស់ធ្នឹម ប៉ុន្តែទ្រេតធៀបទៅនឹងអ័ក្សគោលនីមួយៗរបស់មុខកាត់ ។ ទោះបីជាការដាក់បន្ទុកនេះមានលក្ខណៈទូទៅជាងការដាក់បន្ទុកពីលើកមុនក៏ដោយ ក៏វានៅតែជាករណីពិសេស ដោយសារបន្ទុកកាត់តាម shear center របស់មុខកាត់ ។ The shear center គឺជាចំណុចដែលបន្ទុកធ្វើអំពើលើធ្នឹមដោយមិនឱ្យធ្នឹមរងរមួល (no twisting nor torsion) ។ ទីតាំងរបស់ shear center អាចត្រូវបានកំណត់ពី elementary mechanics of materials ដោយគណនា internal resisting torsional moment ដែលបំបែកពីរំហូរកម្លាំងកាត់នៅក្នុងមុខកាត់ទៅ external torque ។

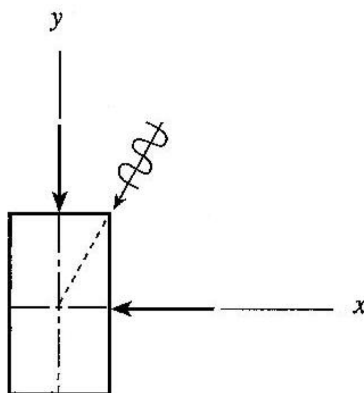


ទីតាំងរបស់ shear center សម្រាប់មុខកាត់ទូទៅជាច្រើនត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី៥.៤៥a* ដែល shear center ត្រូវបានសំគាល់ដោយ “o” ។ តម្លៃរបស់ e_o ដែលកំណត់ទីតាំងរបស់ shear center សម្រាប់ channel shapes ត្រូវបានរៀបចំជាតារាងនៅក្នុង Manual ។ ជាទូទៅ shear center តែងតែស្ថិតនៅលើអ័ក្សស៊ីមេទ្រី ដូចនេះ shear center នឹងស្ថិតនៅលើទីប្រជុំទម្ងន់របស់មុខកាត់ដែលអ័ក្សស៊ីមេទ្រីទាំងពីរកាត់គ្នា ។ *រូបទី*

៥.៤៥b បង្ហាញទីតាំងដាបរបស់ធ្នឹមពីរផ្សេងគ្នា នៅពេលបន្ទុកអនុវត្តកាត់តាម shear center និងមិនកាត់តាម shear center ។

ករណីទី១: បន្ទុកដែលអនុវត្តកាត់តាម shear center

ប្រសិនបើបន្ទុកធ្វើអំពើកាត់តាម shear center បញ្ហាធ្នឹមរងនូវម៉ូម៉ង់ពត់ធម្មតាក្នុងទិសដៅកែងពីរ ។ ដូចបង្ហាញក្នុង *រូបទី ៥.៤៦* បន្ទុកអាចត្រូវបានបំបែកជាកុំប៉ូសង់ចតុកោណកែងក្នុងទិសដៅ x និងទិសដៅ y ដែលកុំប៉ូសង់បន្ទុកនីមួយៗបង្កើត bending ធៀបអ័ក្សផ្សេងគ្នា ។



ដើម្បីដោះស្រាយជាមួយបន្ទុកផ្គួប មុនដំបូងយើងសាកល្បងមើល chapter H of the Specification, “Manuals Under Combined Forces and Torsion” (ហើយមើលទៅជំពូកទី៦ ក្នុងសៀវភៅនេះ) សិន ។ The Specification ដោះស្រាយបន្ទុកផ្គួបជាដំបូងតាមរយៈការប្រើ interaction formulas ដែលគិតពីសារៈសំខាន់នៃឥទ្ធិពលបន្ទុកនីមួយៗដែលមានទំនាក់ទំនងទៅនឹងរេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវគ្នានឹងឥទ្ធិពលនៃបន្ទុកនោះ ។ ឧទាហរណ៍ ប្រសិនបើមាន bending ធៀបតែនឹងអ័ក្ស x ,

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx} \quad \text{ឬ} \quad \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \le 1.0$$

ដែល M_{ux} = ម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណធៀបអ័ក្ស x

M_{nx} = nominal moment strength ធៀបអ័ក្ស x

ដូចគ្នា ប្រសិនមានតែ bending ធៀបអ័ក្ស y នោះ

$$M_{uy} \le \phi_b M_{ny} \quad \text{ឬ} \quad \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0$$

ដែល M_{uy} = ម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណធៀបអ័ក្ស y

M_{ny} = nominal moment strength ធៀបអ័ក្ស y

នៅពេលមានប្រភេទ bending ទាំងពីរ វិធី interaction formula តម្រូវឱ្យផលបូកផលធៀបទាំងពីរតូចជាង ឬស្មើនឹង 1.0 ដែល

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0 \qquad (5.14)$$

តាមការពិត តម្រូវការនេះអនុញ្ញាតឱ្យ designer ដាក់បន្ទុកក្នុងទិសដៅមួយដែលមិនមានដាក់នៅលើទិសដៅមួយទៀត ។ AISC Section H1 បញ្ចូលផលធៀបសម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្ស និងឱ្យ interaction formulas ពីរ ដែលមួយសម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្សតូច និងមួយទៀតសម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្សធំ (យើងនឹងសិក្សាមូលហេតុសម្រាប់ករណីនេះនៅក្នុងជំពូក ៦) ។ ជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់ពត់ពីរទិស ហើយគ្មានបន្ទុកតាមអ័ក្ស រូបមន្តសម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្សតូចគឺ

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0 \qquad \text{(AISC Equation H1-1b)}$$

ប្រសិនបើបន្ទុកតាមអ័ក្ស $P_u = 0$ នោះសមីការនេះត្រូវគ្នានឹងសមីការ 5.14 ។

មកដល់ចំណុចនេះ គេមិនពិចារណាវេស៊ីស្តង់របស់មុខកាត់ I- និង H-shaped ដែលកោងធៀបអ័ក្សខ្សោយទេ ។ ប្រសិនបើធ្វើបែបនេះ វានឹងមានលក្ខណៈសមញ្ញ ។ គ្រប់រូបរាងដែលកោងធៀបនឹងអ័ក្សខ្សោយរបស់វាមិនអាច buckle ក្នុងទិសដៅផ្សេងទៀតទេ ដូចនេះ lateral-torsional buckling មិនមែនជាស្ថានភាពកំណត់ទេ ។ ប្រសិនបើរូបរាងមានលក្ខណៈ compact នោះ

$$M_{ny} = K_{py} = F_y Z_y \le 1.5 M_{yy}$$

ដែល $M_{yy} = F_y S_y$ = yield moment សម្រាប់អ័ក្ស y ។ សម្រាប់មុខកាត់ I- និង H-shaped ដែលកោងធៀបអ័ក្សខ្សោយ ដែនខ្ពស់បំផុត $1.5M_{yy}$ នឹងលុបជានិច្ច (Z_y / S_y នឹងធំជាង 1.5 ជានិច្ច) ។ ប្រសិនបើរូបរាងជា noncompact វេស៊ីស្តង់ដែលឱ្យដោយ AISC Equation A-F1-3 សម្រាប់ flange local buckling ឬ web local buckling ។ (គ្រប់ standard shapes ដែលត្រូវបានរៀបជាតារាងនៅក្នុង Manual មានទ្រនុង compact ដូចនេះវាអាចកើតមានតែ flange local buckling តែប៉ុណ្ណោះ ។)

ឧទាហរណ៍ ៥.១៨: *$W21\times68$ ត្រូវបានប្រើជាធ្នឹមទម្រសាមញ្ញដែលមានប្រវែង 12 feet ។ ស្លាបរងការសង្កត់ត្រូវបានដាក់ទម្រខាងតែនៅខាងចុង ។ បន្ទុកធ្វើអំពើតាមរយៈ shear center ជាមួយម៉ូម៉ង់មេគុណ*

$M_{ux} = 200\, ft - kips$ ហើយ $M_{uy} = 25\, ft - kips$ ។ ប្រសិនបើគេប្រើ A36 តើធ្នឹមនេះបំពេញលក្ខខណ្ឌរបស់ AISC Specification? សន្មត់ថាម៉ូម៉ង់ទាំងពីរបែងចែកស្មើនៅលើប្រវែងរបស់ធ្នឹម ។

ដំណោះស្រាយ: គេទទួលបានទិន្នន័យខាងក្រោមសម្រាប់ A36 ពី Load Factor Design Selection Table ។ រូបរាងជា compact ហើយ

$$L_p = 7.5\, ft, \quad L_r = 22.8\, ft$$

$$\phi_b M_p = 432\, ft - kips, \quad \phi_b M_r = 273\, ft - kips$$

The unbraced length $L_b = 12\, ft$, ដូចនេះ $L_p < L_b < L_r$ ហើយស្ថានភាពកំណត់ដែលលុបគឺស្ថិតនៅក្នុង *elastic lateral-torsion buckling* នោះ

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b C_b \left[M_p - \left(M_p - M_r \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$= C_b \left[\phi_b M_p - \left(\phi_b M_p - \phi_b M_r \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le \phi_b M_P$$

ដោយសារម៉ូម៉ង់ពត់ពង្រាយស្មើ, $C_b = 1.0$ ហើយ

$$\phi_b M_{nx} = 1.0 \left[432 - (432 - 273) \left(\frac{12 - 7.5}{22.8 - 7.5} \right) \right] = 385.2\, ft - kips$$

ម្យ៉ាងវិញទៀត គេអាចទទួល $\phi_b M_{nx}$ ពី *beam design charts*

ដោយសាររូបរាង *compact* ដូចនេះវាគ្មាន *flange local buckling* ហើយ

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_{py} = \phi_b Z_y F_y = 0.90(24.4)(36) = 790.6 in. - kips = 65.88\, ft - kips$$

ត្រួតពិនិត្យ $\quad \dfrac{Z_y}{S_y} = \dfrac{24.4}{15.7} = 1.55 > 1.5$

ដូចនេះប្រើ $\quad M_{ny} = 1.5 M_{yy} = 1.5 F_y S_y = 1.5(36)(15.7) = 847.8 in. - kips = 70.75\, ft - kips$

$$\phi_b M_{ny} = 0.9(70.75) = 63.59\, ft - kips$$

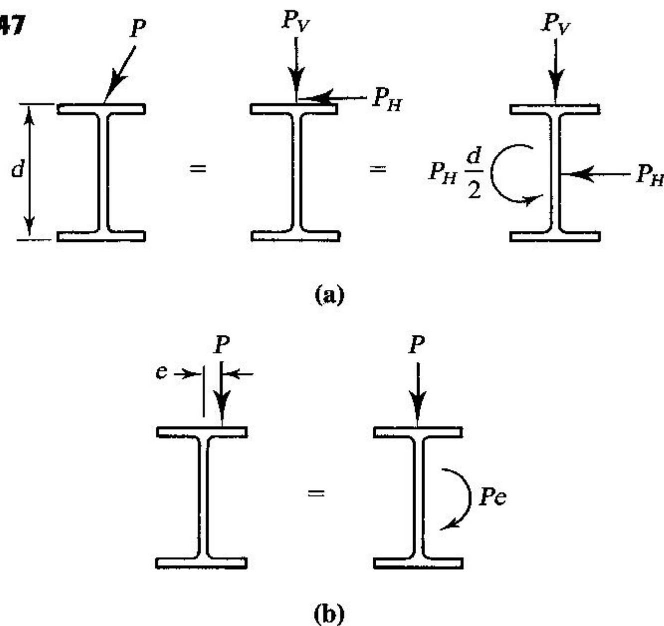
ពីសមីការ 5.11

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{200}{385.2} + \frac{25}{63.59} = 0.912 < 1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: $W21 \times 68$ គ្រប់គ្រាន់

ករណីទី២: បន្ទុកដែលអនុវត្តមិនកាត់តាម shear center

នៅពេលដែលបន្ទុកអនុវត្តមិនកាត់តាម shear center របស់មុខកាត់ លទ្ធផលគឺធ្នឹមនឹងរង flexure បូកនឹង torsion ។ ប្រសិនបើអាចធ្វើទៅបាន រូបរាងធរណីមាត្ររបស់គ្រឿងបង្គុំ និងតំណរគួរត្រូវកែប្រែដើម្បីបំបាត់ចំណាកផ្ចិត ។ បញ្ហារបស់ torsion នៅក្នុង rolled shapes គឺស្មុគស្មាញ ហើយយើងនឹងដោះស្រាយវាជាមួយវិធីប្រហាក់ប្រហែល ។ គេអាចរកការរៀបរាប់ដែលលក្ខណៈលំអិតសម្រាប់ប្រធានបទ និង design aid គ្រប់គ្រាន់ នៅក្នុង Torsional Analysis of Structural Steel Members (AISC, 1997) ។ លក្ខខណ្ឌនៃការដាក់បន្ទុកដែលធ្វើឱ្យកើតមាន torsion ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.៤៧a* ។ បន្ទុកផ្តួបត្រូវបានដាក់នៅលើអ័ក្សរបស់ស្លាបខាងលើ ប៉ុន្តែខ្សែសកម្មរបស់វាមិនកាត់តាម shear center របស់មុខកាត់ទេ ។ ប្រសិនបើយើងគិតពីស្ថានភាពលំនឹង យើងអាចរំកិលកម្លាំងទៅ shear center ដោយបន្ថែម couple ។ ដូចនេះគេទទួលបានប្រព័ន្ធលំនឹងដែលផ្សំឡើងដោយកម្លាំងដែលឱ្យធ្វើអំពើកាត់តាម shear center បូកនឹង twisting moment ដូចដែលបានបង្ហាញ ។ នៅក្នុង *រូបទី ៥.៤៧ b* គេមានកុំប៉ូសង់បន្ទុកតែមួយដែលត្រូវដោះស្រាយ តែគំនិតគឺតែដូចគ្នា ។



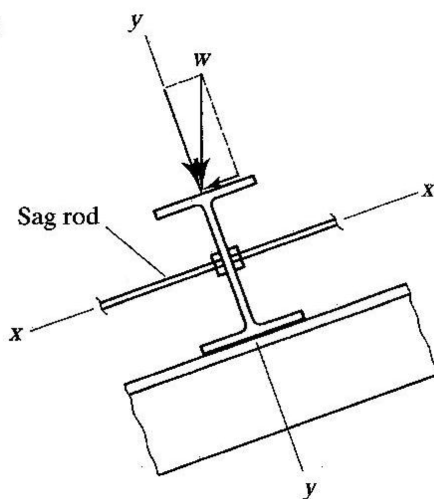
រូបទី ៥.៤៨ បង្ហាញពីវិធីដែលសម្រួលក្នុងការដោះស្រាយករណីទាំងពីរនេះ ។ នៅក្នុង*រូបទី៥.៤៨ a* គេសន្មត់ស្លាបខាងលើផ្តល់នូវរេស៊ីស្តង់សរុបទៅនឹងកុំប៉ូសង់បន្ទុកដេក ។ នៅក្នុង *រូបទី៥.៤៨ b* ម៉ូម៉ង់រមួល (twisting moment) ត្រូវបានទប់ដោយ couple ដែលផ្សំឡើងដោយបន្ទុកពីរស្មើគ្នាធ្វើអំពើលើស្លាបនីមួយៗ ។ តាមវិធីប្រហាក់ប្រហែល គេអាចសន្មត់ថាស្លាបនីមួយៗទប់នឹងកម្លាំងដាច់ដោយឡែកពីគ្នា ។ ដូចនេះ បញ្ហាត្រូវបានកាត់បន្ថយ

ទៅជាករណីនៃ bending របស់រូបរាងពីរ ដែលរូបរាងនីមួយៗទទួលបន្ទុកតាមរយៈ shear center ។ ក្នុងស្ថានភាពនីមួយៗដែលបានពិពណ៌នានៅក្នុង *រូបទី ៥.៤៨* មុខកាត់តែប្រហែលពាក់កណ្តាលប៉ុណ្ណោះ ត្រូវបានពិចារណាថាមានប្រសិទ្ធភាពតាមអ័ក្ស y ដូចនេះ នៅពេលពិចារណារេស៊ីស្តង់របស់របស់ស្លាបទោល ប្រើតម្លៃតែពាក់កណ្តាលរបស់ Z_y សម្រាប់មុខកាត់ដែលមាននៅក្នុងតារាង ។

Design of Roof Perlins

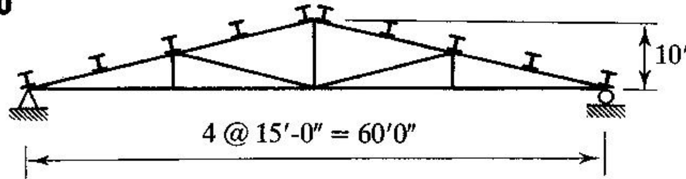
ដែរណែងដំបូល (roof purlin) ជាផ្នែកនៃប្រព័ន្ធដំបូលជម្រាល (sloping roof system) ដែលរងនូវម៉ូម៉ង់ពត់ពីរទិស (biaxial bending) នៃប្រភេទដែលទើបនឹងពណ៌នា ។ សម្រាប់ roof purlin ដែលបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.៤៩* បន្ទុកមានទិសដៅបញ្ឈរ តែអ័ក្សនៃការពត់គឺទ្រេត ។ លក្ខខណ្ឌនៃការដាក់បន្ទុកនេះត្រូវនឹង *រូបទី ៥.៤៨a* ។ កុំប៉ូសង់កែងទៅនឹងដំបូលនឹងបង្កើត bending ធៀបអ័ក្ស x ហើយកុំប៉ូសង់ស្របពត់ធ្នឹមធៀបអ័ក្ស y របស់វា ។ ប្រសិនបើ purlin ត្រូវបានទ្រដោយទម្រសាមញ្ញនៅនឹង trusses (ឬ rigid frame rafter) ម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមាធៀបអ័ក្សនីមួយៗគឺ $wL^2/8$ ដែល w ជាកុំប៉ូសង់របស់បន្ទុក ។ ប្រសិនបើគេប្រើ sag rods វានឹងផ្តល់នូវ lateral support តាមអ័ក្ស x ហើយនឹងជាទម្រសម្រាប់អ័ក្ស y ដែលតម្រូវឱ្យគិត purlin ជាធ្នឹមជាប់ ។ សម្រាប់ sag rods ដែលមានគំលាតស្មើ គេអាចប្រើរូបមន្តសម្រាប់ធ្នឹមជាប់នៅក្នុង Part 4 of the Manual ។

FIGURE 5.49



ឧទាហរណ៍ ៥.១៩: *ប្រព័ន្ធដំបូល trusses ដែលបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី ៥.៥០ ដែលមានគំលាតពីគ្នា 15 ft. ។ ដែរណែងត្រូវបានដាក់នៅលើតំណ និងនៅលើចំណុចកណ្តាលរបស់អង្គត់ខាងលើ ។ គេដាក់ sag rods នៅកណ្តាល purlin នីមួយៗ ។ បន្ទុក gravity សរុប ដែលរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់ដែរណែងសន្មត់គឺ 30 psf នៃផ្ទៃដំបូល ជាមួយ*

នឹងផលធៀបបន្ទុកអថេរលើបន្ទុកថេរស្មើនឹង 1.0 ។ ដោយសន្មត់ថាវាជាលក្ខខណ្ឌដាក់បន្ទុកគ្រោះថ្នាក់ ចូរប្រើដែក A36 និងជ្រើសរើស W-shape ដែលមានកម្ពស់ 6in. សម្រាប់ដែរណែង ។



ដំណោះស្រាយ: សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុកនេះ បន្ទុកថេរ បូកនឹង roof live load ដោយគ្មានខ្យល់ និងព្រិល បន្សំបន្ទុក (A4-3) នឹងមានតម្លៃធំជាងគេ:

$$w_u 1.2w_D + 1.6L_r = 1.2(15) + 1.6(15) = 42\,psf$$

ទទឹងនៃផ្ទៃរងសំពាធដែលមានអំពើលើដែរណែងគឺ

$$\frac{15}{2}\frac{\sqrt{10}}{3} = 7.906\,ft.$$

នោះ បន្ទុកលើដែរណែង $= 42(7.906) = 332.1lb/ft$

$$\text{កុំប៉ូសង់កែង} = \frac{3}{\sqrt{10}}(332.1) = 315.1lb/ft$$

$$\text{កុំប៉ូសង់ស្រប} = \frac{1}{\sqrt{10}}(332.1) = 105.0lb/ft$$

និង $M_{ux} = \frac{1}{8}(0.3151)(15)^2 = 8.862\,ft-kips$

ជាមួយនឹង sag rods ដែលដាក់នៅចំណុចកណ្តាលដែរណែងនីមួយៗ នោះដែរណែងជាធ្នឹមជាប់ពីរល្វែងតាមទិសខ្សោយ ។ ពី "Beam Diagrams and Formulas" section in Part 4 of the Manual, ម៉ូម៉ង់ពត់នៅលើទម្រខាងក្នុងជាមួយនឹងការរងបន្ទុកតែមួយល្វែងគឺ

$$M = \frac{1}{16}wL^2$$

ដែល $w =$ បន្ទុកពង្រាយស្មើ

$L =$ ប្រវែងល្វែង (ល្វែងពីរស្មើគ្នា)

ជាមួយនឹងបន្ទុកនៅលើល្វែងទាំងពីរ ម៉ូម៉ង់អាចទទួលដោយ superposition:

$$M = M_{\max} = \frac{1}{16}wL^2(2) = \frac{1}{8}wL^2$$

ដូចនេះ $M_{uy} = \frac{1}{8}(0.105)(15/2)^2 = 0.7382\,ft-kips$

ដើម្បីជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បង ប្រើ beam design charts និងជ្រើសរើសរូបរាងជាមួយនឹងរេស៊ីស្តង់តាមអ័ក្សខ្លាំងធំ ។ សម្រាប់ unbraced length $15/2 = 7.5\,ft$ *, សាកល្បង* $W6\times9$ ។

សម្រាប់ $C_b = 1.0$, $\phi_b M_{nx} = 14.0\,ft-kips$ *។ ពីរូបទី ៥.១៥ b* $C_b = 1.3$ *សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុក និងលក្ខខណ្ឌទម្រខាងនៃធ្នឹមនេះ ។ ដូចនេះ*

$$\phi_b M_{nx} = 1.30(14.0) = 18.20\,ft-kips$$

ប៉ុន្តែ $\phi_b M_{px} = 16.8\,ft-kips < 18.20\,ft-kips$

ដូចនេះប្រើ $\phi_b M_{nx} = 16.8\,ft-kips$

រូបរាងនេះ compact ដូចនេះ

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_{py} = \phi_b Z_y F_y = 0.9(1.72)36 = 55.73in.-kips = 4.644\,ft-kips$$

ប៉ុន្តែ $\frac{Z_y}{S_y} = \frac{1.72}{1.11} = 1.55 > 1.5$

ដូចនេះ

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b(1.5M_{yy}) = \phi_b(1.5F_y S_y) = 0.9(1.5)(36)(1.11) = 53.95in.-kips = 4.496\,ft-kips$$

ដោយសារបន្ទុកត្រូវបានអនុវត្តនៅលើស្លាបខាងលើ ប្រើលទ្ធភាពនេះតែពាក់កណ្តាលដើម្បីទប់ទល់នឹងឥទ្ធិពលរមួល ។ ពីសមីការ 5.14

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{8.862}{16.8} + \frac{0.7382}{4.496/2} = 0.856 < 1.0 \qquad (OK)$$

កម្លាំងកាត់ទទឹងគឺ

$$V_u = \frac{0.3151(15)}{2} = 2.363kips$$

ពី factored uniform load table៖

$$\phi_v V_n = 19.5kips > 2.363kips \qquad (OK)$$

ចម្លើយ៖ *ប្រើ* $W6\times9$ ។

៥.១៥. រេស៊ីស្តង់ម៉ូម៉ង់ពត់របស់រូបរាងផ្សេងៗ (Bending Strength of Various Shape)

W-, S- និង M-shapes ជា hot-rolled shapes ដែលគេប្រើជាទូទៅសម្រាប់ធ្នឹម ហើយ bending strength របស់វាត្រូវបានរៀបរាប់ពីខាងដើម ។ ប៉ុន្តែពេលខ្លះគេក៏ប្រើរូបរាងផ្សេងៗទៀតជា flexural members ដែរ ហើយក្នុងផ្នែកនេះនឹងនិយាយសង្ខេបពីការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC ។ សមីការទាំងអស់បានពី Chapter F

ឬ Appendix F of the Specification ។ គេឱ្យ Nominal strength សម្រាប់ compact និង noncompact hot-rolled shapes ប៉ុន្តែមិនមែនសម្រាប់ slender shapes ឬរូបរាងដែលផ្សំឡើងពីដែកបន្ទះទេ។ ក្នុងផ្នែកនេះមិនបានផ្តល់នូវឧទាហរណ៍ជាតម្លៃលេខទេ តែឧទាហរណ៍ ៦.១១ បញ្ចូលនូវការគណនាពី flexural strength របស់ structural tee-shape ។

ដូចដែលបានរៀបរាប់ពីខាងដើម សមីការគឺសម្រាប់ nonhybrid section ($F_{yw} = F_{yf} = F_y$) និងសម្រាប់ករណីពត់តែប៉ុណ្ណោះ (មិនមានបន្ទុកតាមអ័ក្សទេ) ។

I. Channels

A. Width-thickness parameters for flexure

1. ស្លាប

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f},\quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} \quad \text{(សម្រាប់ US)}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f},\quad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_y - 69}} \quad \text{(សម្រាប់ IS)}$$

2. ទ្រនុង

$$\lambda = \frac{h}{t_w},\quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y - 10}} \quad \text{(សម្រាប់ US)}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w},\quad \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(សម្រាប់ IS)}$$

B. Bending ធៀបអ័ក្សខ្លាំង[ជាមួយ (1) បន្ទុកអនុវត្តកាត់តាម shear center ហើយស្ថិតនៅក្នុងប្លង់ស្របនឹងទ្រនុង ឬ (2) ការទប់ប្រឆាំងនឹងការរមួលនៅចំណុចបន្ទុកអនុវត្ត និងនៅត្រង់ទម្រ] : M_n ដូចគ្នាសម្រាប់ I-shapes (មើលផ្នែក ៥.៥ និង ៥.៦) ។

C. Bending ធៀបអ័ក្សខ្សោយ: M_n ដូចគ្នាសម្រាប់ I-shapes (មើលផ្នែក ៥.១៤) ។

II. Rectangular Structural Tubes

A. Width-thickness parameters (មើល*រូប ៥.៥១*)

1. ស្លាប

$$\lambda = \frac{b}{t},\quad \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{238}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(សម្រាប់ US)}$$

$$\lambda = \frac{b}{t},\quad \lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{625}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(សម្រាប់ IS)}$$

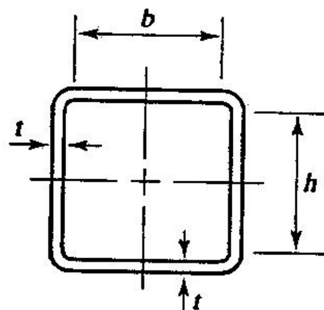
2. ទ្រនុង

$\lambda = \frac{h}{t}$, $\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}}$ និង $\lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ (សម្រាប់ US)

$\lambda = \frac{h}{t}$, $\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}}$ និង $\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}}$ (សម្រាប់ IS)

ប្រសិនបើគេមិនដឹងទំហំពិតប្រាកដ b និង h ដែលបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៥.៥១* គេអាចប៉ាន់ស្មានដោយយកទទឹងសរុប ឬកម្ពស់សរុបដកនឹងបីដងកម្រាស់ (លក្ខណៈរបស់ដែកទីបជ្រុងដែលមាននៅក្នុង Manual គឺឈរលើកាំខាងក្រៅដែលស្មើនឹង $2t$)។

FIGURE 5.51



B. Bending ធៀបអ័ក្សខ្លាំង (បន្ទុកនៅក្នុងប្លង់ស៊ីមេទ្រី)

1. រូបរាង compact

សម្រាប់រូបរាង compact វេស៊ីស្តង់នឹងឈរលើស្ថានភាពកំណត់នៃ lateral-torsional buckling (LTB)។

សម្រាប់ $L_b \le L_p$

$$M_n = M_p \le 1.5M_y \quad \text{(AISC Equation F1-1)}$$

សម្រាប់ $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \quad \text{(AISC Equation F1-2)}$$

សម្រាប់ $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \le M_p \quad \text{(AISC Equation F1-12)}$$

ដែល $M_{cr} = \frac{57000C_b\sqrt{JA}}{L_b/r_y}$ ខ្នាត US (AISC Equation F1-14)

$M_{cr} = \frac{393000C_b\sqrt{JA}}{L_b/r_y}$ ខ្នាត IS

$L_p = \frac{3750r_y\sqrt{JA}}{M_p}$ ខ្នាត US (AISC Equation F1-5)

$$L_p = \frac{25855 r_y \sqrt{JA}}{M_p}$$ ខ្នាត IS

$$L_r = \frac{57000 r_y \sqrt{JA}}{M_p}$$ ខ្នាត US (AISC Equation F1-10)

$$L_r = \frac{393000 r_y \sqrt{JA}}{M_p}$$ ខ្នាត IS

$$M_r = F_y S_x$$ (AISC Equation F1-11)

2. រូបរាង noncompact ៖ The nominal strength ស្មើនឹងតម្លៃដែលតូចជាងគេនៃតម្លៃដែលបានគណនាសម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ lateral torsional buckling (LTB), flange local buckling (FLB) ឬ web local buckling (WLB) ។ សម្រាប់ស្ថានភាពទីមួយៗ នៃ local buckling ទាំងពីរ រេស៊ីស្តង់ត្រូវបានកំណត់ពីសមីការខាងក្រោម៖

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)$$ (AISC Equation A-F1-3)

C. Bending ធៀបអ័ក្សខ្សោយ៖ វាមិនមានស្ថានភាពកំណត់ LTB សម្រាប់គ្រប់រូបរាងដែលរងការពត់ធៀបអ័ក្សខ្សោយរបស់វា ។

1. រូបរាង compact

$$M_n = M_p \le 1.5 M_y$$ (AISC Equation F1-1)

2. រូបរាង nonompact៖ ត្រួតពិនិត្យ FLB និង WLB ជាមួយនឹង AISC Equation A-F-1-3 ។

III. Square Structural Tubes

A. Width-thickness parameters

$$\lambda = \frac{b}{t}, \quad \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{238}{\sqrt{F_y}}$$ (សម្រាប់ US)

$$\lambda = \frac{b}{t}, \quad \lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} \quad \text{និង} \quad \lambda_r = \frac{625}{\sqrt{F_y}}$$ (សម្រាប់ IS)

B. Nominal bending strength

វាមិនមានស្ថានភាពកំណត់ LTB សម្រាប់រូបរាងការេ (ឬចតុកោណកែងទេ) ។

1. រូបរាង compact

$$M_n = M_p \le 1.5 M_y$$ (AISC Equation F1-1)

2. រូបរាង nonompact៖ រេស៊ីស្តង់ត្រូវបានកំណត់ដោយ local buckling ដោយ WLB ឬ FLB ដោយយកមួយណាដែល M_n តូចជាងគេ។

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad \text{(AISC Equation A-F1-3)}$$

IV. Solid Rectangular Bars

សម្រាប់ rectangular bars ស្ថានភាពកំណត់ដែលអាចអនុវត្តបានគឺ LTB សម្រាប់អ័ក្សពត់ខ្លាំង local buckling មិនមែនជាស្ថានភាពកំណត់សម្រាប់អ័ក្សពត់ខ្លាំង ឬក៏ខ្សោយ។

A. Bending ធៀបអ័ក្សខ្លាំង

សម្រាប់ $L_b \le L_p$

$$M_n = M_p \le 1.5 M_y \qquad \text{(AISC Equation F1-1)}$$

សម្រាប់ $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(AISC Equation F1-2)}$$

សម្រាប់ $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \le M_p \qquad \text{(AISC Equation F1-12)}$$

ដែល

$$M_{cr} = \frac{57000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad \text{ខ្នាត US} \qquad \text{(AISC Equation F1-14)}$$

$$M_{cr} = \frac{393000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad \text{ខ្នាត IS}$$

$$L_p = \frac{3750 r_y \sqrt{JA}}{M_p} \quad \text{ខ្នាត US} \qquad \text{(AISC Equation F1-5)}$$

$$L_p = \frac{25855 r_y \sqrt{JA}}{M_p} \quad \text{ខ្នាត IS}$$

$$L_r = \frac{57000 r_y \sqrt{JA}}{M_p} \quad \text{ខ្នាត US} \qquad \text{(AISC Equation F1-10)}$$

$$L_r = \frac{393000 r_y \sqrt{JA}}{M_p} \quad \text{ខ្នាត IS}$$

$$M_r = F_y S_x \qquad \text{(AISC Equation F1-11)}$$

B. Bending ធៀបអ័ក្សខ្សោយ៖

$$M_n = M_p \le 1.5 M_y \qquad \text{(AISC Equation F1-1)}$$

V. Tees and double-anfle Shapes

A. Width-thickness parameters

1. Tees

a. ស្លាប

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$ និង $\lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ US)

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$ និង $\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ IS)

b. ទ្រនុង

$\lambda = \frac{d}{t_w}$ និង $\lambda_r = \frac{127}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ US)

$\lambda = \frac{d}{t_w}$ និង $\lambda_r = \frac{333}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ IS)

2. Double angles with separators, either leg

$\lambda = \frac{b}{t}$ និង $\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ US)

$\lambda = \frac{b}{t}$ និង $\lambda_r = \frac{200}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ IS)

3. Double angles in continuous contact, outstanding leg

$\lambda = \frac{b}{t}$, $\lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ US)

$\lambda = \frac{b}{t}$, $\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}}$ គេមិនប្រើ λ_p (សម្រាប់ IS)

B. ជាមួយបន្ទុកនៅក្នុងប្លង់ស៊ីមេទ្រី

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_yGJ}}{L_b}\left[B + \sqrt{1+B^2}\right] \qquad \text{(AISC Equation F1-15)}$$

ដែល $M_n \le 1.5M_y$ សម្រាប់ stem រងការទាញ

$M_n \le 1.0M_y$ សម្រាប់ stem រងការសង្កត់

$$B = \pm 2.3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{j}} \qquad \text{(AISC Equation F1-16)}$$

$M_y = F_y S_x$

គេប្រើសញ្ញាបូកសម្រាប់ B នៅពេលដែល stem រងការទាញ ហើយសញ្ញាដកនៅពេលដែល stem រងការសង្កត់នៅគ្រប់កន្លែងទាំងអស់តាមបណ្តោយ unbraced length ។

C. Bending ធៀបអ័ក្សខ្សោយ:

សម្រាប់ nonslender shapes $(\lambda \le \lambda_r)$

$$M_n = M_p \le 1.5M_y$$

VI. Solid circular and square shapes

$$M_n = M_p \le 1.5M_y$$

VII. Hollow circular shapes

A. Width-thickness parameters

$\lambda = \dfrac{D}{t}$, $\lambda_p = \dfrac{2070}{F_y}$ និង $\lambda_r = \dfrac{8970}{F_y}$ (សម្រាប់ US)

$\lambda = \dfrac{D}{t}$, $\lambda_p = \dfrac{14270}{F_y}$ និង $\lambda_r = \dfrac{61850}{F_y}$ (សម្រាប់ IS)

ដែល D ជាអង្កត់ផ្ចិតខាងក្រៅ

B. Norminal bending strength:

វាមិនមានស្ថានភាពកំណត់ LTB សម្រាប់រូបរាងមូល (ឬការេ) ។ រេស៊ីស្តង់ត្រូវបានកំណត់ដោយ local buckling ។

សម្រាប់ $\lambda \le \lambda_p$

$$M_n = M_p \le 1.5M_y$$

សម្រាប់ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

$$M_n = \left(\frac{600}{D/t} + F_y\right)S \quad \text{(AISC Appendix F, Table A-F1.1)}$$

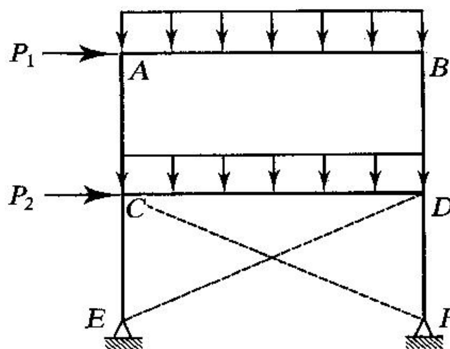
VI. ធ្នឹម-សសរ
Beam-Columns

៦.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

នៅពេលដែលអង្គត់គ្រឿងបង្គុំជាច្រើនត្រូវបានគិតជាសសររងកម្លាំងតាមអ័ក្ស ឬជាធ្នឹមដែលរងតែកម្លាំងពត់ (flexural loading) ធ្នឹម និងសសរជាច្រើនរងនូវកម្លាំងទាំងពីរគឺ កម្លាំងពត់ និងកម្លាំងតាមអ័ក្ស។ វាជាការពិត ជាពិសេសសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំស្តាទិចមិនកំណត់។ សូម្បីតែទម្រ roller របស់ធ្នឹមសាមញ្ញអាចផ្តល់នូវកម្លាំងកកិតដែលអាចទប់ធ្នឹមចល័តតាមបណ្តោយ នៅពេលដែលបន្ទុកអនុវត្តកែងនឹងអ័ក្សបណ្តោយរបស់ធ្នឹម។ ប៉ុន្តែក្នុងករណីពិសេសនេះ ជាទូទៅឥទ្ធិពលរង (ទីពីរ) មានតម្លៃតូច ហើយអាចចោលបាន។ សសរជាច្រើនត្រូវបានជាអង្គត់រងកម្លាំងសង្កត់សុទ្ធជាមួយនឹងកំរិតលំអៀងដែលអាចចោលបាន។ ប្រសិនបើសសរជាអង្គត់សម្រាប់គ្រឿងបង្គុំមួយជាន់ ហើយទម្ររបស់វាទាំងពីរត្រូវបានគិតជាទម្រ pinned ធ្នឹមនឹងរងតែ bending ដែលជាលទ្ធផលពីបន្ទុកចំណាកផ្ចិតដែលគ្រោះថ្នាក់តិចតួច។

ប៉ុន្តែ សម្រាប់អង្គត់គ្រឿងបង្គុំជាច្រើន ឥទ្ធិពលទាំងពីរនឹងមានតម្លៃធំ ដែលអង្គត់ទាំងនោះត្រូវបានគេហៅថា beam-columns។ ពិចារណា rigid frame នៅក្នុង*រូបទី ៦.១*។ សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុកដែលឱ្យអង្គត់ដេក AB មិនត្រឹមតែទ្រទ្របន្ទុកបញ្ឈរពង្រាយស្មើទេ ថែមទាំងជួយអង្គត់បញ្ឈរដើម្បីទប់នឹងបន្ទុកខាងចំចំណុច P។ អង្គត់ CD ជាករណីដែលគ្រោះថ្នាក់ជាង ព្រោះវាទប់នឹងបន្ទុក P_1+P_2 ដោយមិនមានជំនួយពីអង្គត់បញ្ឈរណាទេ។ មូលហេតុគឺថា x-bracing ដែលបង្ហាញដោយខ្សែដាច់ ការពារ sidesway នៅជាន់ខាងក្រោម។ សម្រាប់ការបង្ហាញទិសដៅរបស់ P_2 អង្គត់ ED នឹងរងកម្លាំងទាញ ហើយអង្គត់ CF នឹងធូរប្រសិនបើ bracing element ត្រូវបានគណនាដើម្បីទប់តែកម្លាំងទាញ។ ប៉ុន្តែសម្រាប់ករណីនេះ អង្គត់ CD ត្រូវបញ្ជូនបន្ទុក P_1+P_2 ពី C ទៅ D។

FIGURE 6.1



អង្គត់បញ្ឈររបស់គ្រោងនេះក៏ត្រូវបានគិតជា beam-columns ។ នៅជាន់ខាងលើ អង្គត់ *AC* និង *BD* និងកោងក្រោមឥទ្ធិពលរបស់ P_1 ។ លើសពីនេះ នៅត្រង់ *A* និង *B* ម៉ូម៉ង់ពត់ត្រូវបានបញ្ជូនពីអង្គត់ដេកតាមរយៈតំណរឹង។ ការបញ្ជូនម៉ូម៉ង់នេះក៏កើតឡើងនៅត្រង់ *C* និង *D* ហើយវាពិតសម្រាប់គ្រប់ rigid frame ទោះបីម៉ូម៉ង់ទាំងនេះតូចជាងម៉ូម៉ង់ដែលបានពីបន្ទុកខាងក៏ដោយ។ សសរជាច្រើននៅក្នុង rigid frames ជា beam-columns ហើយឥទ្ធិពលរបស់ម៉ូម៉ង់ពត់មិនត្រូវបានចោល។ ប៉ុន្តែ សសររបស់អាគារមួយជាន់ដែលនៅដាច់ពីគេអាចត្រូវបានគិតជាអង្គត់រងកម្លាំងសង្កត់ចំអ័ក្ស។

ពេលខ្លះឧទាហរណ៍ផ្សេងទៀតរបស់ beam-columns អាចជួបនៅក្នុង roof trusses ។ ទោះបីជាធម្មតា top chord ត្រូវបានគិតជាអង្គត់រងកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្សក៏ដោយ ប្រសិនបើ purlins ត្រូវបានដាក់នៅចន្លោះតំណ កម្លាំងប្រតិកម្មរបស់វានឹងបង្កើតជា bending ដែលដាច់ខាតត្រូវបានគិតក្នុងការគណនា។ ករណីនេះនឹងត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូកនេះ ។

៦.២. សមីការអន្តរកម្ម (Interaction Formulas)

វិសមភាពរបស់សមីការ 2.3 អាចត្រូវបានសរសេរក្នុងទម្រង់ខាងក្រោម:

$$\frac{\sum \gamma_i Q_i}{\phi R_n} \le 1.0 \qquad (6.1)$$

ឬ

$$\frac{\sum \text{load effects}}{\text{resistance}} \le 1.0$$

ប្រសិនបើមាន resistance ច្រើនប្រភេទពាក់ព័ន្ធ សមីការ 6.1 អាចត្រូវបានសរសេរក្នុងទម្រង់គោលរបស់ interaction formulas ។ ដូចដែលបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូក ៥ ត្រង់ផ្នែកម៉ូម៉ង់ពត់ពីរទិស ផលបូកនៃផលធៀប load-to-resistance ត្រូវបានកំណត់ត្រឹមមួយឯកត្តា។ ឧទាហរណ៍ ប្រសិនបើគេអនុវត្តទាំងម៉ូម៉ង់ពត់ និងកម្លាំងតាមអ័ក្ស interaction formulas អាចសរសេរជា

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1.0 \qquad (6.2)$$

ដែល P_u = បន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សមេគុណ

$\phi_c P_n$ = compressive design strength

M_u = ម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណ

$\phi_b M_n$ = design moment

សម្រាប់ម៉ូម៉ង់ពត់ពីរទិស វានឹងមានផលធៀបម៉ូម៉ង់ពត់ពីរ

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \qquad (6.3)$$

ដែល x និង y សំដៅលើការពត់ធៀបអ័ក្ស x និងអ័ក្ស y ។

សមីការ 6.3 ជាសមីការគោលរបស់ AISC សម្រាប់អង្គត់រងការពត់ និងរងកម្លាំងតាមអ័ក្ស។ គេឱ្យសមីការពីរនៅក្នុង Specification: មួយសម្រាប់បន្ទុកចំអ័ក្សដែលមានតម្លៃតូច និងមួយទៀតសម្រាប់បន្ទុកចំអ័ក្សដែលមានតម្លៃធំ។ ប្រសិនបើបន្ទុកតាមអ័ក្សមានតម្លៃតូច តួបន្ទុកតាមអ័ក្សត្រូវបានកាត់បន្ថយ។ សម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្សដែលមានតម្លៃធំ តួកម្លាំងពត់ត្រូវបានកាត់បន្ថយបន្តិច។ តម្រូវការរបស់ AISC ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Chapter H, “Members Under Combined Forces and Torsion,” ហើយត្រូវបានសង្ខេបដូចខាងក្រោម៖

សម្រាប់ $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \qquad \text{(AISC Equation H1-1a)}$$

សម្រាប់ $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \qquad \text{(AISC Equation H1-1b)}$$

ឧទាហរណ៍៦.១ បង្ហាញពីការអនុវត្តន៍សមីការទាំងនេះ។

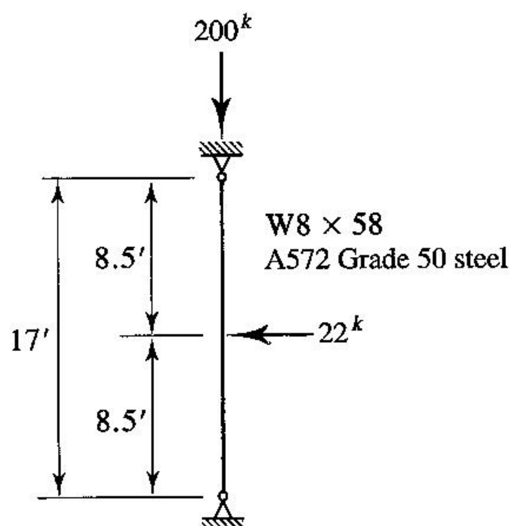
ឧទាហរណ៍៦.១: *ធ្នឹម-សសរដែលបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី៦.2 មានទម្រ pinned នៅចុងសង្ខាង ហើយរងបន្ទុកមេគុណដូចបង្ហាញ។ ការពត់គឺធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង។ កំណត់ថាតើអង្គត់នេះបំពេញសមីការអន្តរកម្មរបស់ AISC Specification ឬទេ?*

ដំណោះស្រាយ: *ដូចដែលបានបកស្រាយនៅក្នុងផ្នែក ៦.៣ ម៉ូម៉ង់ដែលអនុវត្តនៅក្នុង AISC Equations H1-1a និង b ពេលខ្លះនឹងត្រូវបានបង្កើនដោយម៉ូម៉ង់បន្ថែម (moment amplification)។ គោលបំណងនៃឧទាហរណ៍នេះគឺបង្ហាញពីរបៀបប្រើសមីការអន្តរកម្ម។*

ពី column load table វេស៊ីស្តង់គណនាកម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្ស (axial compression design strength) របស់ $W8\times58$ *ជាមួយនឹង* $F_y = 50ksi$ *និងប្រវែងប្រសិទ្ធភាព* $K_y L = 1.0\times17 = 17\,ft$ *គឺ*

$$\phi_c P_n = 365kips$$

ដោយសារការពត់ធៀបអ័ក្សខ្លាំង ម៉ូម៉ង់គណនា (design moment) $\phi_b M_n$ *សម្រាប់* $C_b = 1.0$ *អាចទទួល*



បានពី beam design chart in Part 4 of the Manual ។

សម្រាប់ unbraced length $L_b = 17\ ft$,

$\phi_b M_n = 202\ ft - kips$

សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុក និងលក្ខខណ្ឌចុងសម្រាប់បញ្ហានេះ $C_b = 1.32$ *(មើលរូបទី ៥.១៥c) ។*

សម្រាប់ $C_b = 1.32$,

$\phi_b M_n = 1.32(202) = 267\ ft - kips$

ប៉ុន្តែម៉ូម៉ង់នេះធំជាង $\phi_b M_p = 224\ ft - kips$ *(ដែលទទួលបានដូចគ្នាពី beam design charts), ដូចនេះ design moment ត្រូវបានកំណត់ត្រឹម* $\phi_b M_p$ *។ ដូចនេះ*

$\phi_b M_n = 224\ ft - kips$

ម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមានៅកណ្តាលល្វែងគឺ

$$M_u = \frac{22(17)}{4} = 93.5\ ft - kips$$

កំណត់ថាតើសមីការអន្តរកម្មមួយណាលុប

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{200}{365} = 0.547 > 0.2$$ *ដូចនេះប្រើ AISC Eq.H1-1a ។*

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.5479 + \frac{8}{9}\left(\frac{93.5}{224} + 0\right) = 0.919 \le 1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *អង្គត់នេះបំពេញ AISC Specification ។*

៦.៣. ម៉ូម៉ង់បន្ថែម (Moment Amplification)

វិធីពីមុនសម្រាប់ការគណនាអង្គត់រងការពត់ និងកម្លាំងតាមអ័ក្សអាចប្រើបានសម្រាប់តែកម្លាំងតាមអ័ក្សមានតម្លៃមិនធំពេក។ វត្តមានរបស់បន្ទុកតាមអ័ក្ស (លើកលែងនៅពេលវាមានតម្លៃតូច) បង្កើតម៉ូម៉ង់ទីពីរដែលត្រូវបានគិតបញ្ចូលក្នុងការគណនា។ *រូប ទី ៦.៣* បង្ហាញពីធ្នឹម-សសរជាមួយបន្ទុកតាមអ័ក្ស និងបន្ទុកទទឹងអ័ក្សពង្រាយស្មើ។ ត្រង់ចំណុច *O* ណាមួយដែលមានមានម៉ូម៉ង់ពត់ដែលបង្កើតឡើងដោយបន្ទុកពង្រាយស្មើនឹងម៉ូម៉ង់បន្ថែម *Py* ដែលបង្កើតឡើងដោយបន្ទុកតាមអ័ក្សធ្វើអំពើចំណាកផ្ចិតពីអ័ក្សបណ្តោយរបស់អង្កត់។ ម៉ូម៉ង់ទីពីរនោះ មានតម្លៃកាន់តែធំនៅកន្លែងណាដែលមានភាពដាបកាន់តែធំ។ ក្នុងករណីនេះ ត្រង់កម្ពស់ពាក់កណ្តាលម៉ូម៉ង់សរុបស្មើនឹង $wL^2/8+P\delta$ ។ វាជាការពិតដែល ម៉ូម៉ង់បន្ថែមបង្កើតភាពដាបបន្ថែមពីលើភាពដាបដែលបានពីបន្ទុកទទឹងអ័ក្ស។ ដោយសារគេមិនអាចរកភាពដាបសរុបដោយផ្ទាល់ (បញ្ហានេះជា nonlinear) ហើយដោយសារតែគេមិនស្គាល់ភាពដាប គេក៏មិនអាចគណនាម៉ូម៉ង់បានដែរ។

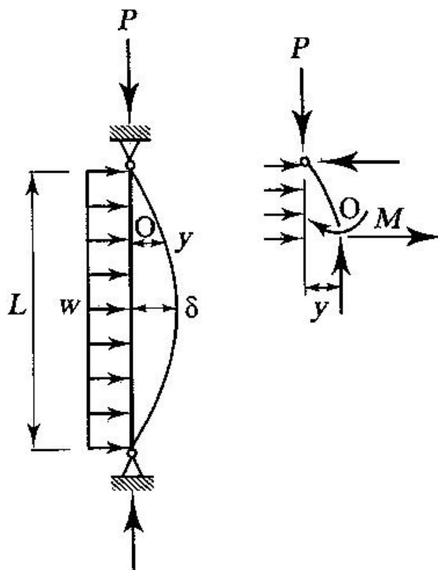


FIGURE 6.3

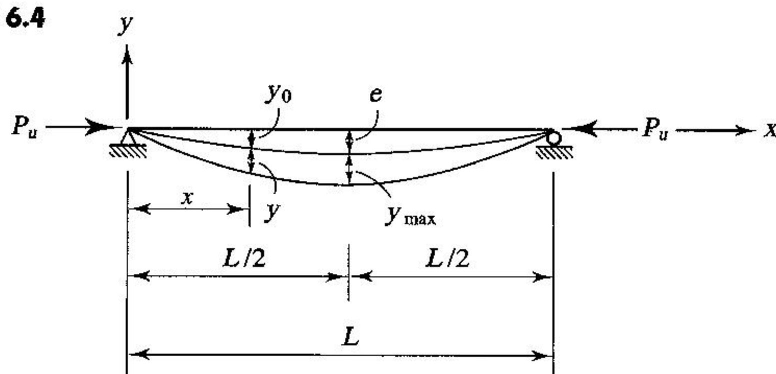
វិធីវិភាគគ្រឿងបង្គុំធម្មតា (ordinary structural analysis methode) ដែលមិនយករាងផ្លាស់ទីមកគិតត្រូវបានគេគិតជា វិធីដឺក្រេទីមួយ (first-order method)។ គេប្រើ Iterative numerical technique (ដែលគេហៅថា វិធីដឺក្រេទីពីរ (second-order method)) ដើម្បីរកភាពដាប និងម៉ូម៉ង់ទីពីរ ប៉ុន្តែវិធីនេះមិនអាចប្រើសម្រាប់ការគណនាដោយដៃ ដែលវាត្រូវបានប្រើជាទូទៅជាមួយនឹងកម្មវិធីកុំព្យូទ័រ។ Design codes និង specifications បច្ចុប្បន្នភាគច្រើន រួមបញ្ចូលទាំង AISC Specification អនុញ្ញាតការប្រើប្រាស់ second-

order analysis ឬ moment amplification method ។ វិធីនេះតម្រូវការគណនាម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមាដែលបាន ពីលទ្ធផលពី flexural loading (បន្ទុកទទឹងអ័ក្ស ឬម៉ូម៉ង់ចុងអង្គត់) ដោយ first-order analysis បន្ទាប់មក គុណនឹងមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម (moment amplification factor) ដើម្បីគិតម៉ូម៉ង់ទីពីរ ។

រូបទី ៦.៤ បង្ហាញអង្គត់ទម្រសាមញ្ញជាមួយនឹងបន្ទុកចំអ័ក្ស និងភាពមិនត្រង់ដំបូង (initial out-of-straightness) ។ ភាពដាបដំបូង (initial crookedness) នេះអាចសំដែងដោយ:

$$y_o = e \sin \frac{\pi x}{L}$$

ដែល e ជាបំលាស់ទីអតិបរមាដំបូង ដែលកើតឡើងនៅកណ្តាលល្វែង ។



សម្រាប់ប្រព័ន្ធកូអរដោនេដូចដែលបានបង្ហាញ គេអាចសរសេរទំនាក់ទំនងខ្សែកំណោង-ម៉ូម៉ង់ (moment-curvature relationship) ដូចខាងក្រោម:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

ម៉ូម៉ង់ពត់ M កើតឡើងដោយសារចំណាកផ្ចិតនៃកម្លាំងតាមអ័ក្ស P_u ធៀបអ័ក្សរបស់អង្គត់ ។ ចំណាកផ្ចិតនេះផ្សំឡើងដោយ initial crookedness y_o បូកនឹងភាពដាបបន្ថែម y ដែលកើតពីការពត់ ។ នៅត្រង់ទីតាំងណាមួយ ម៉ូម៉ង់គឺ

$$M = P_u(y_o + y)$$

ដោយជំនួសសមីការនេះទៅក្នុងសមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែល យើងទទួលបាន

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P_u}{EI}\left(e \sin \frac{\pi x}{L} + y\right)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P_u}{EI} y = -\frac{P_u e}{EI} \sin \frac{\pi x}{L}$$

ដែលជា ordinary, nonhomogenous differential equation ។ ដោយសារវាជាសមីការដឺក្រេទីពីរ ដូចនេះវាមានលក្ខខណ្ឌព្រំដែនពីរ ។ សម្រាប់លក្ខខណ្ឌទម្រដែលបង្ហាញ លក្ខខណ្ឌព្រំដែនគឺ

នៅត្រង់ $x = 0$, $y = 0$ និងនៅត្រង់ $x = L$, $y = 0$

នេះមានន័យថា ភាពដាបស្មើសូន្យនៅចុងសង្ខាង ។ អនុគមន៍ដែលបំពេញទាំងសមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែល និងលក្ខខណ្ឌព្រំដែនគឺ

$$y = B\sin\frac{\pi x}{L}$$

ដែល B ជាតម្លៃថេរ ។ ជំនួសវាទៅក្នុងសមីការឌីផេរ៉ង់ស្យែល យើងទទួលបាន

$$-\frac{\pi^2}{L^2}B\sin\frac{\pi x}{L} + \frac{P_u}{EI}B\sin\frac{\pi x}{L} = -\frac{P_u e}{EI}\sin\frac{\pi x}{L}$$

គេទទួលបានតម្លៃថេរ

$$B = \frac{-\frac{P_u e}{EI}}{\frac{P_u}{EI} - \frac{\pi^2}{L^2}} = \frac{-e}{1 - \frac{\pi^2 EI}{P_u L^2}} = \frac{e}{\frac{P_e}{P_u} - 1}$$

ដែល $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} =$ Euler buckling load

ដូចនេះ $y = B\sin\frac{\pi x}{L} = \left[\frac{e}{(P_e / P_u) - 1}\right]\sin\frac{\pi x}{L}$

$$M = P_u(y_o + y)$$

$$= P_u\left\{e\sin\frac{\pi x}{L} + \left[\frac{e}{(P_e / P_u) - 1}\right]\sin\frac{\pi x}{L}\right\}$$

ម៉ូម៉ង់អតិបរមាកើតនៅត្រង់ $x = L/2$ ៖

$$M_{\max} = P_u\left[e + \frac{e}{(P_e / P_u) - 1}\right]$$

$$= P_u e\left[\frac{(P_e / P_u) - 1 + 1}{(P_e / P_u) - 1}\right]$$

$$= M_o\left[\frac{1}{1 - (P_u / P_e)}\right]$$

ដែល M_o មិនមែនជាម៉ូម៉ង់បន្ថែមអតិបរមា (unamplified maximum moment) ។ ក្នុងករណីនេះ វាទទួលបានពី initial crookedness ប៉ុន្តែជាទូទៅវាអាចជាលទ្ធផលនៃបន្ទុកទទឹងអ័ក្ស ឬម៉ូម៉ង់ចុង ។ ដូចនេះមេ

គុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម (moment amplification factor) គឺ

$$\frac{1}{1-(P_u/P_e)} \qquad (6.4)$$

ដូចដែលបានរៀបរាប់មកហើយ ទម្រង់មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមរបស់ AISC អាចខុសប្លែកពីសមីការ 6.4 បន្តិច ។

ឧទាហរណ៍៦.២: *ប្រើសមីការ 6.4 ដើម្បីគណនាមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ធ្នឹម-សសរនៃឧទាហរណ៍ ៦.១ ។*

ដំណោះស្រាយ: *ដោយសារ Euler load P_e ជាផ្នែករបស់មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម គេត្រូវគណនាវាសម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់ ដែលក្នុងករណីនេះគឺអ័ក្ស x ។ គេអាចសរសេរ Euler load P_e ដោយប្រើ effective length និង slenderness ratio ដូចខាងក្រោម:*

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2}$$

(មើលជំពូក ៤ សមីការ 4.6 a) ។ សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់

$$\frac{KL}{r} = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.0(17)(12)}{3.65} = 55.89$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(17.1)}{(55.89)^2} = 1567 kips$$

ពីសមីការ 6.4

$$\frac{1}{1-(P_u/P_e)} = \frac{1}{1-(200/1567)} = 1.15$$

ដែលបង្ហាញការកើនឡើង 15% ពីលើម៉ូម៉ង់ពត់ ។ ម៉ូម៉ង់បន្ថែមគឺ

$$1.15 \times M_u = 1.15(93.5) = 107.5\ ft-kips$$

ចម្លើយ: *មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម 1.15*

៦.៤. Web Local Buckling in Beam-Columns

ការកំណត់របស់ design moment តម្រូវឱ្យត្រួតពិនិត្យមុខកាត់សម្រាប់ compactness ។ នៅពេលដែលគ្មានបន្ទុកតាមអ័ក្ស ទ្រនុងរបស់គ្រប់រូបរាងដែលមាននៅក្នុងតារាងសុទ្ធតែ compact ។ ប្រសិនបើមានវត្តមានបន្ទុកតាមអ័ក្ស ទ្រនុងទាំងនោះអាចនឹងមិន compact ។ នៅពេលដែលយើងឱ្យ $\lambda = h/t_w$,

ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$ រូបរាងគឺ compact ។

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ រូបរាងគឺ noncompact ។

ប្រសិនបើ $\lambda > \lambda_r$ រូបរាងគឺ slender ។

ASIC B5 នៅក្នុង Table B5.1 រៀបរាប់នូវការកំណត់ខាងក្រោម:

សម្រាប់ $\frac{P_u}{\phi_b P_y} \le 0.125$, $\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}}\left(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}\right)$ (ខ្នាត US)

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}}\left(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}\right) \text{ (ខ្នាត IS)}$$

សម្រាប់ $\frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125$, $\lambda_p = \frac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \ge \frac{253}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត US)

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \ge \frac{665}{\sqrt{F_y}} \text{ (ខ្នាត IS)}$$

សម្រាប់តម្លៃផ្សេងៗរបស់ $\frac{P_u}{\phi_b P_y}$, $\lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 0.74\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$ (ខ្នាត US)

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 0.74\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \text{ (ខ្នាត IS)}$$

ដែល $P_y = A_g F_y$, បន្ទុកតាមអ័ក្សចាំបាច់ដើម្បីទៅដល់ស្ថានភាពកំណត់ yielding ។

ដោយសារ P_u ជាអញ្ញាតិ គេមិនអាចត្រួតពិនិត្យ compactness របស់ទ្រនុង និងមិនអាចរៀបចំជាតារាងទុកជាមុនបានទេ។ ប៉ុន្តែ rolled shape ខ្លះបំពេញនូវករណីដ៏អាក្រក់បំផុត $665/\sqrt{F_y}$ ដែលមានន័យថារូបរាងនោះមានទ្រនុង compact ដោយមិនទាក់ទងនឹងបន្ទុកតាមអ័ក្ស។ រូបរាងដែលមាននៅក្នុង column load table in Part 3 of the Manual ដែលមិនបំពេញលក្ខខណ្ឌត្រូវបានកំណត់បង្ហាញ នោះគេត្រូវត្រួតពិនិត្យ compactness របស់ទ្រនុងរបស់វា។ រូបរាងដែលមានស្លាបមិន compact ក៏ត្រូវបានកំណត់បង្ហាញ ដូចនេះគ្រប់រូបរាងទាំងអស់ដែលមិនបានបង្ហាញ នោះមានន័យថារូបរាងទាំងនោះគឺ compact ។

ឧទាហរណ៍៦.៣: *ដែក A36 ដែលមានរូបរាង W12×65 ត្រូវបានដាក់ឱ្យរងម៉ូម៉ង់ពត់ និងបន្ទុកតាមអ័ក្សមេគុណ 300kips ។ ត្រួតពិនិត្យ compactness របស់ទ្រនុង ។*

ដំណោះស្រាយ: *រូបរាងនេះគឺ compact សម្រាប់គ្រប់តម្លៃបន្ទុកតាមអ័ក្ស ពីព្រោះមិនមានការកំណត់ចំណាំណាមួយនៅក្នុង column load table ។ ប៉ុន្តែ ដើម្បីបង្ហាញ យើងត្រួតពិនិត្យ width-thickness ratio របស់ទ្រនុង*

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{\phi_b (A_g F_y)} = \frac{300}{0.9(19.1)(36)} = 0.4848 > 0.125$$

ដូចនេះ $\lambda_p = \frac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) = \frac{191}{\sqrt{36}}(2.33 - 0.4848) = 58.74$

$$\frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{36}} = 42.17 < 58.74$$

ដូចនេះ $\lambda_p = 58.74$

ពី dimensions and properties tables,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 24.9 < 58.74$$

ដូចនេះ ទ្រនុងគឺ compact ។ ចំណាំថា សម្រាប់គ្រប់តម្លៃរបស់ F_y *នោះ* $\frac{h}{t_w}$ *នឹងមានតម្លៃតូចជាង* $253/\sqrt{F_y}$ *ដែលជាតម្លៃដែលតូចបំផុតរបស់* λ_p *ដូចនេះទ្រនុងរបស់* $W12 \times 65$ *នឹងនៅតែជា compact ។*

៦.៩. គ្រោងពង្រឹង និងគ្រោងអត់ពង្រឹង (Braced versus Unbraced Frame)

AISC Specification រៀបរាប់ពី moment amplification in Chapter C, Frames and other Structures” ។ គេមានមេគុណបន្ថែមពីរដែលប្រើនៅក្នុង LRFD: មួយដើម្បីគិតពីម៉ូម៉ង់បន្ថែមដែលជាលទ្ធផលពីភាពដាបរបស់អង្គត់ និងមួយទៀតសម្រាប់គិតពីឥទ្ធិពល sway នៅពេលដែលអង្គត់ជាផ្នែករបស់ unbraced frame ។ វិធីនេះមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នាទៅនឹងវិធីដែលប្រើនៅក្នុង ACI Building Code សម្រាប់បេតុងពង្រឹងដោយដែក (ACI, 1995) ។ *រូបទី ៦.៩* នឹងបង្ហាញពីអង្គត់ទាំងពីរ ។ នៅក្នុង *រូបទី ៦.៩a* អង្គត់ត្រូវបានទប់ប្រឆាំងនឹង sideway ហើយម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមាគឺ $P\delta$ ដែលត្រូវបន្ថែមទៅលើម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុងអង្គត់នោះ ។ ប្រសិនបើគ្រោងមិនត្រូវបានពង្រឹង វានឹងលេចឡើងនូវម៉ូម៉ង់ទីពីរ ដែលបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៦.៩b* ដែលបង្កើតដោយ sidesway ។ ម៉ូម៉ង់ទីពីរនេះមានតម្លៃអតិបរមា $P\Delta$ ដែលបង្ហាញពីការបន្ថែមនៃម៉ូម៉ង់ចុង ។

ដើម្បីគិតពីឥទ្ធិពលទាំងពីរនេះ មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_1 និង B_2 ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ម៉ូម៉ង់ពីរប្រភេទ ។ ម៉ូម៉ង់បន្ថែមដែលប្រើសម្រាប់គណនាត្រូវបានគណនាពីបន្ទុកមេគុណ និងម៉ូម៉ង់មេគុណដូចខាងក្រោម:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad \text{(AISC Equation C1-1)}$$

ដែល M_{nt} = ម៉ូម៉ង់អតិបរមាដែលសន្មត់ថាមិនមាន sidesway កើតឡើង ទោះបីជាគ្រោងពង្រឹងឬមិនពង្រឹងក៏ដោយ (nt មានន័យថា no translation)

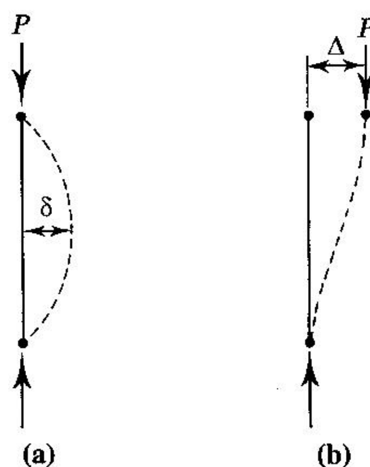
M_{lt} = ម៉ូម៉ង់អតិបរមាដែលកើតឡើងដោយ sidesway កើតឡើង (lt មានន័យថា lateral translation) ។ ម៉ូម៉ង់នេះអាចកើតពី lateral load ឬដោយសារ unbalanced gravity loads ។ បន្ទុកទំនាញអាចបង្កើត sidesway ប្រសិនបើគ្រោងអត់ស៊ីមេទ្រី ឬក៏បន្ទុកទំនាញ នោះត្រូវបានដាក់ដោយមិនមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រី ។ M_{lt} នឹងមានតម្លៃស្មើសូន្យប្រសិនបើគ្រោងត្រូវបានពង្រឹង ។

B_1 = មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ម៉ូម៉ង់ដែលកើតឡើងនៅក្នុងអង្គត់ដែលត្រូវបានពង្រឹងទប់នឹង sidesway ។

B_2 = មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ម៉ូម៉ង់ដែលបានពី sidesway ។

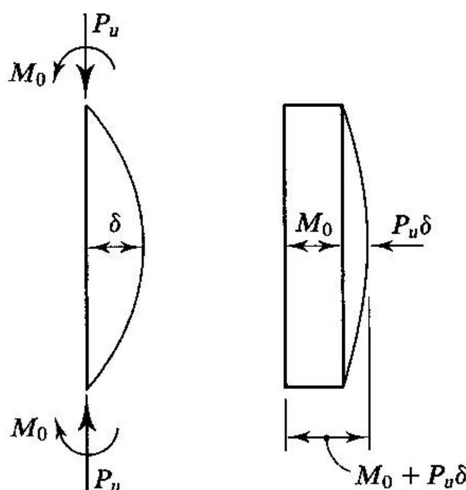
យើងនឹងរៀបរាប់ពីការកំណត់មេគុណទាំងពីរ B_1 និង B_2 នៅក្នុងផ្នែកខាងក្រោម ។

FIGURE 6.5



៦.៦. អង្គត់នៅក្នុងគ្រោងដែលពង្រឹង (Members in Braced Frames)

មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមដែលឱ្យដោយសមីការ 6.4 ត្រូវបានបំបែកសម្រាប់អង្គត់ដែលពង្រឹងប្រឆាំងនឹង sidesway ។ *រូបទី ៦.៦* បង្ហាញពីអង្គត់ប្រភេទនេះដែលរងម៉ូម៉ង់នៅខាងចុងស្មើគ្នាដែលបង្កើត single-curvature bending (កំណោងដែលបង្កើតការទាញ និងការសង្កត់នៅតែផ្នែកម្ខាងរបស់អង្គត់) ។ ម៉ូម៉ង់បន្ថែមអតិបរមាកើតនៅត្រង់ពាក់កណ្ដាលកម្ពស់ ដែលភាពដាបមានតម្លៃធំបំផុត ។ ដូចនេះម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមា និងម៉ូម៉ង់មេអតិបរមាត្រូវបានបូកបញ្ចូលគ្នា ។ ទោះប្រសិនបើម៉ូម៉ង់នៅខាងចុងមិនស្មើគ្នាក៏ដោយ ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់មួយវិលស្របទិសទ្រនិចនាឡិកា និងមួយទៀតវិលច្រាសទ្រនិចនាឡិកា វានឹងបង្កើត single-curvature bending ហើយម៉ូម៉ង់មេអតិបរមា និងម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមានឹងកើតឡើងនៅក្បែរគ្នា ។



វានឹងមិនមែនជាករណីទេ នៅពេលដែលម៉ូម៉ង់នៅចុងដែលអនុវត្តបង្កើត reverse-curvature bending ដូចបង្ហាញនៅក្នុង *រូបទី ៦.៧* ។ នៅពេលនេះ ម៉ូម៉ង់មេអតិបរមាគឺនៅចុងម្ខាង ហើយម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមាកើតឡើងនៅចន្លោះចុងទាំងពីរ ។ ម៉ូម៉ង់បន្ថែមអាចធំជាង ឬតូចជាងម៉ូម៉ង់ចុងអាស្រ័យនឹងបន្ទុកតាមអ័ក្ស ។

ដូចនេះម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុង beam-column អាស្រ័យនឹងការបែងចែកម៉ូម៉ង់ពត់នៅក្នុងអង្គត់ ។ ការបែងចែកនេះត្រូវបានគិតដោយមេគុណ C_m ដែលអនុវត្តនៅក្នុងមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_1 ។ មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមដែលឱ្យដោយសមីការ 6.4 ត្រូវបានបំបែកសម្រាប់ករណីអាក្រក់បំផុត ដូចនេះ C_m នឹងមិនត្រូវធំជាង 1.0 ។ ទម្រង់ចុងក្រោយរបស់មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមគឺ:

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} \geq 1 \qquad \text{(AISC Equation C1-2)}$$

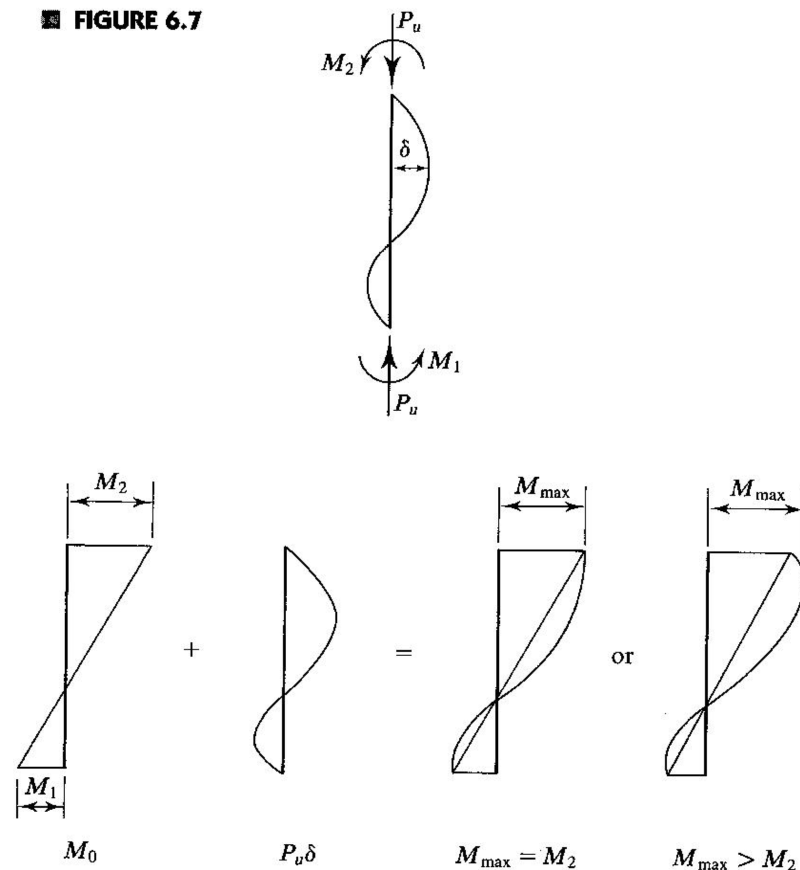
ដែល $P_{e1} = \dfrac{A_g F_y}{\lambda_c^2} = \dfrac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2}$

នៅពេលគណនា P_{e1} ប្រើ KL/r សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់ ហើយមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព $K \leq 1.0$ (ដែលត្រូវគ្នានឹងលក្ខខណ្ឌដែលពង្រឹង) ។

ការគណនាមេគុណ C_m

មេគុណ C_m អនុវត្តតែលើលក្ខខណ្ឌដែលពង្រឹងតែប៉ុណ្ណោះ ។ គេមានអង្គត់ពីរប្រភេទ ដែលមួយមានបន្ទុកទទឹងអ័ក្សអនុវត្តនៅចន្លោះចុង និងមួយទៀតមិនមានបន្ទុកទទឹងអ័ក្ស ។

រូបទី ៦.៨b និង *c* បង្ហាញពីករណីទាំងពីរខាងលើនេះ (អង្គត់ *AB* ជា beam-column ដែលត្រូវគិត) ។



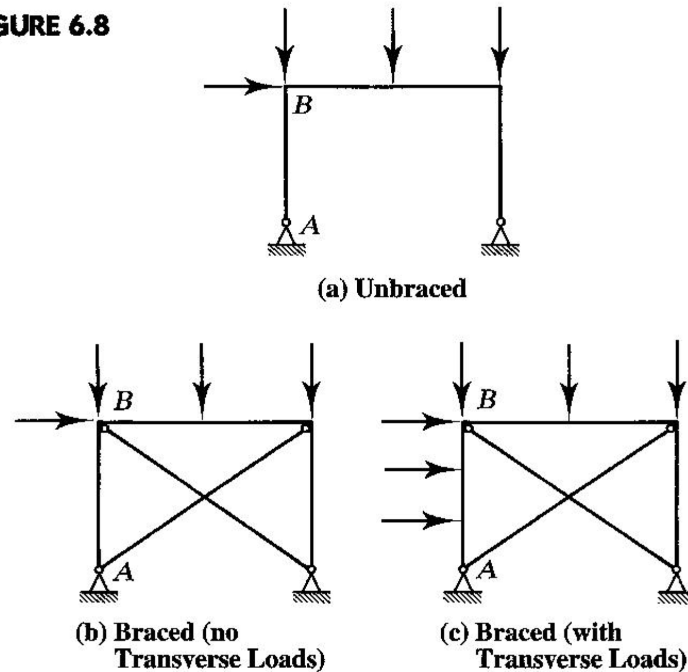
1. ប្រសិនបើមិនមានបន្ទុកទទឹងអ័ក្សធ្វើអំពើនៅលើអង្កត់

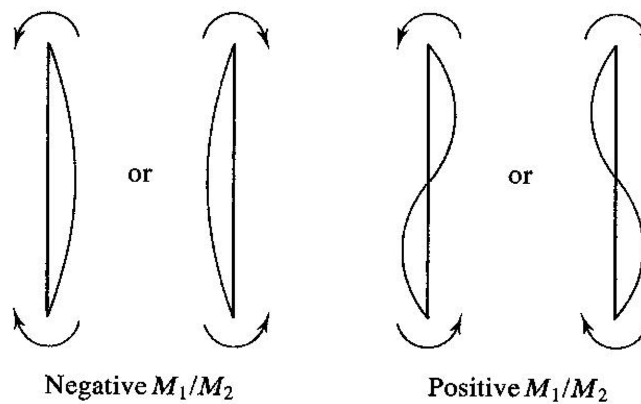
$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad \text{(AISC Equation C1-3)}$$

M_1 / M_2 ជាផលធៀបនៃម៉ូម៉ង់ពត់នៅចុងរបស់អង្កត់ ។ M_1 ជាតម្លៃដាច់ខាតនៃម៉ូម៉ង់ចុងដែលតូចជាងគេ ហើយ M_2 ជាតម្លៃធំជាង នោះផលធៀបនឹងវិជ្ជមានសម្រាប់អង្កត់ដែលកោងក្នុងទម្រង់ reversecurvature និងអវិជ្ជមានសម្រាប់ single-curvature bending (*រូបទី ៦.៩*) ។ Reverse curvature (ផលធៀបវិជ្ជមាន) កើតឡើងនៅពេលដែល M_1 និង M_2 វិលស្របទ្រនិចនាឡិកាទាំងពីរ ឬច្រាសទ្រនិចនាឡិកាទាំងពីរ ។

2. សម្រាប់អង្កត់រងបន្ទុកទទឹងអ័ក្ស គេអាចយក $C_m = 0.85$ ប្រសិនបើចុងរបស់វាត្រូវបានទប់ប្រឆាំងនឹងការវិល និងស្មើនឹង 1.0 ប្រសិនបើចុងរបស់វាមិនត្រូវបានទប់នឹងការវិល (pinned) ។ ជាទូទៅការទប់ចុង (end restraint) កើតពីភាពរឹងក្រាញ (stiffness) របស់អង្កត់ដែលភ្ជាប់ទៅនឹង beam-column ។ លក្ខខណ្ឌទម្រ pinned ជាលក្ខខណ្ឌមួយដែលត្រូវបានប្រើសម្រាប់ទាញរកមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម ដូចនេះវាមិនមានការកាត់បន្ថយតម្លៃមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ករណីនេះទេ ដែលវាត្រូវគ្នានឹង $C_m = 1.0$ ។ ទោះបីជាលក្ខខណ្ឌចុងពិត

ប្រាកដស្ថិត នៅចន្លោះការបង្កប់ពេញ (fully fixity) និងកន្លាស់គ្មានកកិត (frictionless pin) ក៏ដោយ គេអាចប្រើតម្លៃណា មួយក៏បានដែរ ព្រោះវានឹងផ្តល់លទ្ធផលជាទីពេញចិត្ត ។





វិធីសាស្ត្រដែលបានធ្វើឱ្យប្រសើរឡើងសម្រាប់អង្គត់រងបន្ទុកខាងទទឹងអ័ក្ស (ករណីទីពីរ) ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យនៅក្នុង section C1 of the commentary to the Specification ។ មេគុណកាត់បន្ថយគឺ

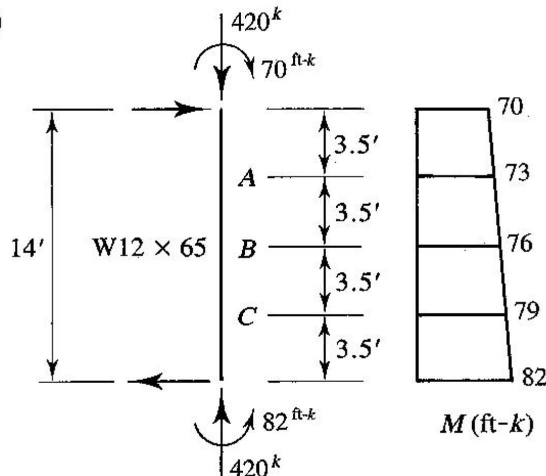
$$C_m = 1 + \psi \frac{P_u}{P_{e1}}$$

សម្រាប់អង្គត់ទម្រសាមញ្ញ

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1$$

ដែល δ_o ជាភាពដាបអតិបរមាដែលកើតពីបន្ទុកខាងទទឹងអ័ក្ស ហើយ M_o ជាម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅចន្លោះទម្រដែលបានពីបន្ទុកខាងទទឹងអ័ក្ស ។ មេគុណ ψ ត្រូវបានគណនាពីស្ថានភាពធម្មតាជាច្រើនហើយត្រូវបានផ្តល់ឱ្យនៅក្នុង commentary Table C-C1.1 ។

ឧទាហរណ៍៦.៤: *អង្គត់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៦.១០ ជាផ្នែករបស់ braced frame ។ បន្ទុក និងម៉ូម៉ង់ត្រូវបានគណនាជាមួយបន្ទុកមេគុណ ហើយការពត់គឺធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង ។ ប្រសិនបើគេប្រើ* A572 Grade 50 *តើអង្គត់នេះគ្រប់គ្រាន់ឬទេ?* $KL = KL_y = 14\ ft$.



ដំណោះស្រាយ: *កំណត់ថាតើត្រូវប្រើរូបមន្តអន្តរកម្មមួយណា*

$$maximum\ \frac{KL}{r} = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{14(12)}{3.02} = 55.63$$

ពី AISC Table 3-50, $\phi_c F_{cr} = 33.89 ksi$ *ដូចនេះ*

$$\phi_c P_n = A_g(\phi_c F_{cr}) = 19.1(33.89) = 647.4 kips$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{420}{647.4} = 0.6487 > 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1a ។

នៅក្នុងប្លង់នៃការពត់

$$\frac{KL}{r}=\frac{K_xL}{r_x}=\frac{14(12)}{5.28}=31.82$$

$$P_{e1}=\frac{A_gF_y}{\lambda_c^2}=\frac{\pi^2EA_g}{(K_xL/r_x)^2}=\frac{\pi^2(29000)(19.1)}{(31.82)^2}=5399kips$$

$$C_m=0.6-0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)=0.6-0.4\left(-\frac{70}{82}\right)=0.9415$$

$$B_1=\frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})}=\frac{0.9415}{1-(420/5399)}=1.021$$

ពី Beam design charts, ជាមួយនឹង $C_b=1.0$ និង $L_b=14\,ft.$ moment strength គឺ

$$\phi_bM_n=347\ ft-kips$$

សម្រាប់តម្លៃ C_b ពិតប្រាកដ ដោយយោងតាមដ្យាក្រាមម៉ូម៉ង់នៅក្នុងរូបទី ៦.១០:

$$C_b=\frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C}=\frac{1.25(82)}{2.5(82)+3(73)+4(76)+3(79)}=1.06$$

ដូចនេះ $\phi_bM_n=C_b(347)=1.06(347)=368\ ft-kips$

ប៉ុន្តែ $\phi_bM_p=358\ ft-kips$ (ពីតារាង) $<368\ ft-kips$

ដូចនេះប្រើ $\phi_bM_n=358\ ft-kips$

ម៉ូម៉ង់មេគុណគឺ $M_{nt}=85\ ft-kips$ $\quad M_{lt}=0$

ពី AISC Equation C1-1,

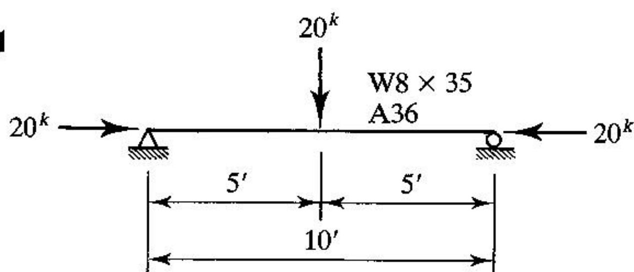
$$M_u=B_1M_{nt}+B_2M_{lt}=1.021(82)+0=83.72\ ft-kips=M_{ux}$$

ពី AISC Equation H1-1a,

$$\frac{P_u}{\phi_cP_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_bM_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_bM_{ny}}\right)=0.6487+\frac{8}{9}\left(\frac{83.72}{358}\right)=0.857<1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: អង្គត់នេះគឺគ្រប់គ្រាន់ ។

ឧទាហរណ៍ ៦.៥: ធ្នឹម-សសរដេកដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី៦.១១ រងនូវ service live loads ដូចដែលបង្ហាញក្នុងរូប ។ អង្គត់នេះត្រូវបានពង្រឹងខាងនៅខាងចុងរបស់វាទាំងពីរ ហើយការពត់គឺធៀបនឹងអ័ក្ស x ។ ត្រួតពិនិត្យថាតើអង្គត់នេះគ្រប់គ្រាន់តាម AISC Specification ។



ដំណោះស្រាយ: *បន្ទុកមេគុណគឺ*

$$P_u = 1.6(20) = 32.0 kips$$

ហើយម៉ូម៉ង់អតិបរមាគឺ

$$M_{nt} = \frac{(1.6\times 20)(10)}{4} + \frac{(1.2\times 0.035)(10)^2}{8} = 80.52\ ft-kips$$

អង្កត់នេះត្រូវបានពង្រឹងទប់នឹងការបំលាស់ទីខាងចុង ដូចនេះ $M_{lt} = 0$ *។*

គណនាមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម

សម្រាប់អង្កត់រងបន្ទុកខាងដែលត្រូវបានពង្រឹងទប់នឹង sidesway *ហើយ* unrestrained end *នោះ* $C_m = 1.0$ *។*

តម្លៃដែលសុក្រិតជាងដែលបានពី AISC Commentary Table C-C1.1 គឺ

$$C_m = 1 - 0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$$

សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់

$$\frac{KL}{r} = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.0(10)(12)}{3.51} = 34.19$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2(29000)(10.3)}{(34.19)2} = 2522 kips$$

$$C_m = 1 - 0.2\left(\frac{32.0}{2522}\right) = 0.9975$$

មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} = \frac{0.9975}{1-(32.0/2522)} = 1.010 > 1.0$$

សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.010(80.52) + 0 = 81.33\ ft-kips$$

ដើម្បីទទួល design strengths ដំបូងមើលទៅ column load tables in Part 3 of the Manual ដែល ឱ្យ

$$\phi_c P_n = 262 kips$$

ពី beam design charts in Part 4 of the Manual សម្រាប់ $L_b = 10\,ft$ *និង* $C_b = 1.0$

$$\phi_b M_n = 91.8\,ft - kips$$

ដោយសារទម្ងន់ធ្នឹមតូចណាស់បើប្រៀបធៀបនឹងបន្ទុកអថេរចំចំណុច នោះ $C_b = 1.32$ *ពីរូបទី ៥.១៣ c ។*

$$\phi_b M_n = 1.32(91.8) = 121\,ft - kips$$

ម៉ូម៉ង់នេះធំជាង $\phi_b M_p = 93.6\,ft - kips$ *ដែលទទួលបានពី beam design chart ដូចគ្នា ដូចនេះ design strength ត្រូវបានកំណត់ត្រឹមតម្លៃនេះ ។ ដូចនេះ*

$$\phi_b M_n = 93.6\,ft - kips$$

ត្រួតពិនិត្យរូបមន្តអន្តរកម្ម:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{32.0}{262} = 0.1221 < 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1b:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{0.1221}{2} + \left(\frac{81.33}{93.6} + 0\right) = 0.930 < 1.0 \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: $W8 \times 35$ *គឺគ្រប់គ្រាន់*

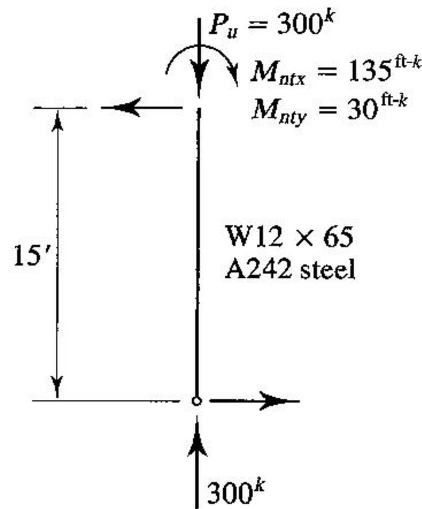
ឧទាហរណ៍ ៦.៦: *អង្គត់ដែលបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី៦.១២ ធ្វើពីដែក A242 ដែលមានរូបរាង* $W12 \times 65$ *ហើយត្រូវទ្រទ្រង់បន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សមេគុណ 300kips ។ នៅចុងទំនេរម្ខាងជា pinned និងចុងម្ខាងទៀតរងនូវម៉ូម៉ង់មេគុណ* $135\,ft - kips$ *ធៀបអ័ក្សខ្លាំង និង* $30\,ft - kips$ *ធៀបអ័ក្សខ្សោយ ។ ប្រើ* $K_x = K_y = 1.0$ *ចូរធ្វើការអង្កេតពីអង្គត់នេះ ។*

ដំណោះស្រាយ: *ដំបូង កំណត់ yield stress* F_y *។ ពី Table 1-2, Part 1 of the Manual,* $W12 \times 65$ *ជារូបរាងក្រុមទីពីរ ។ ពី Table 1-1, ដែក A242 មានរេស៊ីស្តង់តែមួយគឺ* $F_y = 50ksi$ *។*

បន្ទាប់មកទៀត រក compressive strength ។ សម្រាប់ $KL = 1.0(15) = 15\,ft$ *axial compressive design strength ពី column load table គឺ:*

$$\phi_c P_n = 626 kips$$

ចំណាំថា តារាងបង្ហាញថាស្លាបរបស់ $W12 \times 65$ *គឺ noncompact សម្រាប់* $F_y = 50ksi$ *។*



គណនាម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្សខ្លាំង (strong axis bending moment) ។

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{15(12)}{5.28} = 34.09$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(19.1)}{(34.09)^2} = 4704 kips$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - (P_u / P_{e1x})} = \frac{0.6}{1 - (300/4704)} = 0.641 < 1.0$$

ដូចនេះ ប្រើ $B_{1x} = 1.0$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1.0(135) + 0 = 135\,ft - kips$$

ពី beam design charts ជាមួយ $L_b = 15\,ft$, $\phi_b M_{nx} = 342\,ft - kips$ សម្រាប់ $C_b = 1.0$ ហើយ $\phi_b M_{px} = 357.8\,ft - kips$ ។ ពីរូបទី ៥.១៥ g, $C_b = 1.67$ ហើយ

$$C_b \times (\phi_b M_{nx} \text{ for } C_b = 1.0) = 1.67(342) = 571\,ft - kips$$

លទ្ធផលនេះធំជាង $\phi_b M_{px}$ ដូចនេះប្រើ $\phi_b M_{nx} = \phi_b M_{px} = 357.8\,ft - kips$

គណនា ម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្សខ្សោយ (weak axis bending moment) ។

$$C_{my} = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{15(12)}{3.02} = 59.60$$

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_y L / r_y)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(19.1)}{(59.60)^2} = 1539 kips$$

$$B_{1y} = \frac{C_{mx}}{1 - (P_u / P_{e1y})} = \frac{0.6}{1 - (300/1539)} = 0.745 < 1.0$$

ដូចនេះ ប្រើ $B_{1y} = 1.0$

$$M_{uy} = B_{1y} M_{nty} + B_{2y} M_{lty} = 1.0(30) + 0 = 30 \, ft - kips$$

ដោយសារស្លាបរបស់របារនេះ noncompact នោះរេស៊ីស្តង់ម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្សខ្សោយត្រូវបានកំណត់ដោយ FLB ។

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 9.9$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{50}} = 9.192$$

$$\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} = \frac{141}{\sqrt{50 - 10}} = 22.29$$

ដោយសារ $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad \text{(AISC Equation A-F1-3)}$$

$$M_p = M_{py} = F_y Z_y = \frac{50(44.1)}{12} = 183.8 \, ft - kips$$

$$M_r = M_{ry} = (F_y - F_r) S_y = (50 - 10)(29.1) = 1164 in. - kips = 97.0 \, ft - kips$$

ដោយជំនួសចូលទៅក្នុងសមីការ AISC Equation A-F1-3 យើងទទួលបាន

$$M_n = M_{ny} = 183.8 - (183.8 - 97.0)\left(\frac{9.9 - 9.192}{22.29 - 9.192}\right) = 179.1 \, ft - kips$$

$$\phi_b M_{ny} = 0.90(179.1) = 161.2 \, ft - kips$$

រូបមន្តអន្តរកម្មឱ្យ

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{300}{626} = 0.4792 > 0.2$$

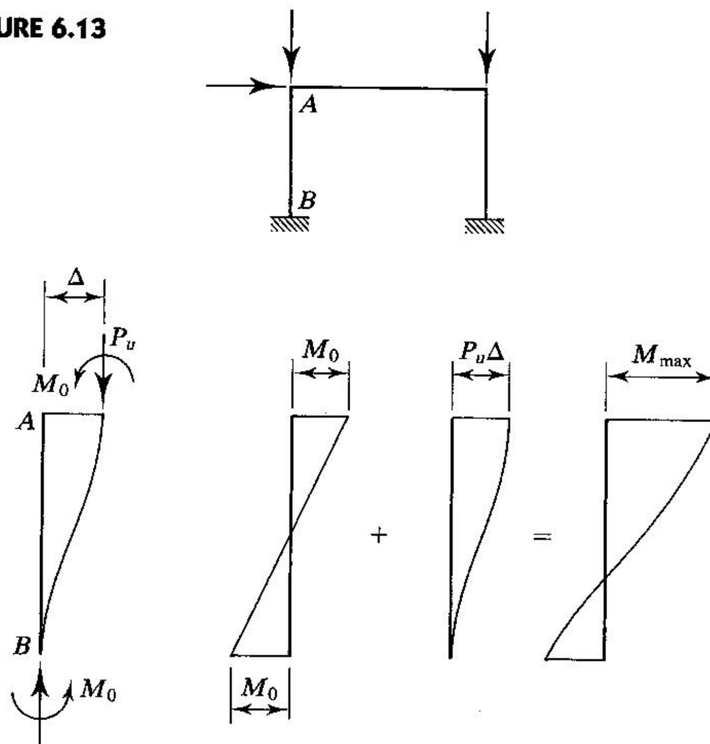
ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1a ៖

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.4792 + \frac{8}{9}\left(\frac{135}{357.8} + \frac{30}{161.2}\right) = 0.980 < 1.0 \quad (OK)$$

ចម្លើយ៖ $W12 \times 65$ *គ្រប់គ្រាន់*

៦.៧. អង្គត់នៅក្នុងគ្រោងដែលមិនពង្រឹង (Members in Unbraced Frames)

ធ្នឹម-សសរដែលចុងរបស់វាអាចរំកិលបាន ម៉ូម៉ង់ដំបូងអតិបរមាដែលបានពី sidesway ជាទូទៅច្រើនស្ថិតនៅលើតែចុងម្ខាង ។ ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៦.៥* ម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមាដែលបានពី sidesway តែងតែស្ថិតនៅលើចុងម្ខាង ។ ដូចនេះសម្រាប់ករណីនេះ ម៉ូម៉ង់ទីមួយ និងម៉ូម៉ង់ទីពីរអតិបរមាជាទូទៅត្រូវបានបូកបញ្ចូលគ្នា ហើយមិនត្រូវការមេគុណ C_m ទេ (ការពិត $C_m = 1.0$) ។ ទោះបីជានៅពេលដែលមានការកាត់បន្ថយក៏វា មានតម្លៃតិចតួច និងអាចចោលបាន ។ ចូរពិចារណាធ្នឹម-សសរដែលបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៦.១៣*។ ម៉ូម៉ង់ស្មើគ្នានៅខាងចុងបានមកពី sidesway (ពីបន្ទុកដេក) ។ បន្ទុកតាមអ័ក្ស (ដែលជាផ្នែកមួយនៃបន្ទុកដែលមានអំពើលើធ្នឹម-សសរមិនបណ្តាលឱ្យមាន sidesway) ត្រូវបានគិតបញ្ចូលទៅក្នុងម៉ូម៉ង់ចុងដែរ ។



មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ sidesway moments B_2 ត្រូវបានឱ្យសមីការពីរ ។ គេអាចប្រើសមីការណាមួយក៏បានដែរ អាស្រ័យនឹងភាពងាយស្រួលសម្រាប់អ្នកគណនា:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\Delta_{oh} / \sum HL \right)} \qquad \text{(AISC Equation C1-4)}$$

ឬ

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\sum P_u / \sum P_{e2} \right)} \qquad \text{(AISC Equation C1-5)}$$

ដែល $\sum P_u$ = ផលបូកបន្ទុកមេគុណនៅលើគ្រប់សសរនៅលើជាន់ដែលពិចារណា

Δ_{oh} = drift (sidesway displacement) របស់ជាន់ដែលពិចារណា

$\sum H$ = ផលបូកនៃបន្ទុកដេកទាំងអស់ដែលបង្កើត Δ_{oh}

L = កម្ពស់ជាន់

$\sum P_{e2}$ = ផលបូកនៃ Euler loads របស់សសរទាំងអស់នៅលើជាន់ដែលពិចារណា (នៅពេលដែលគណនា P_{e2} គេត្រូវប្រើ KL/r សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់ ហើយ K ជាតម្លៃដែលត្រូវគ្នានឹង unbraced condition ។

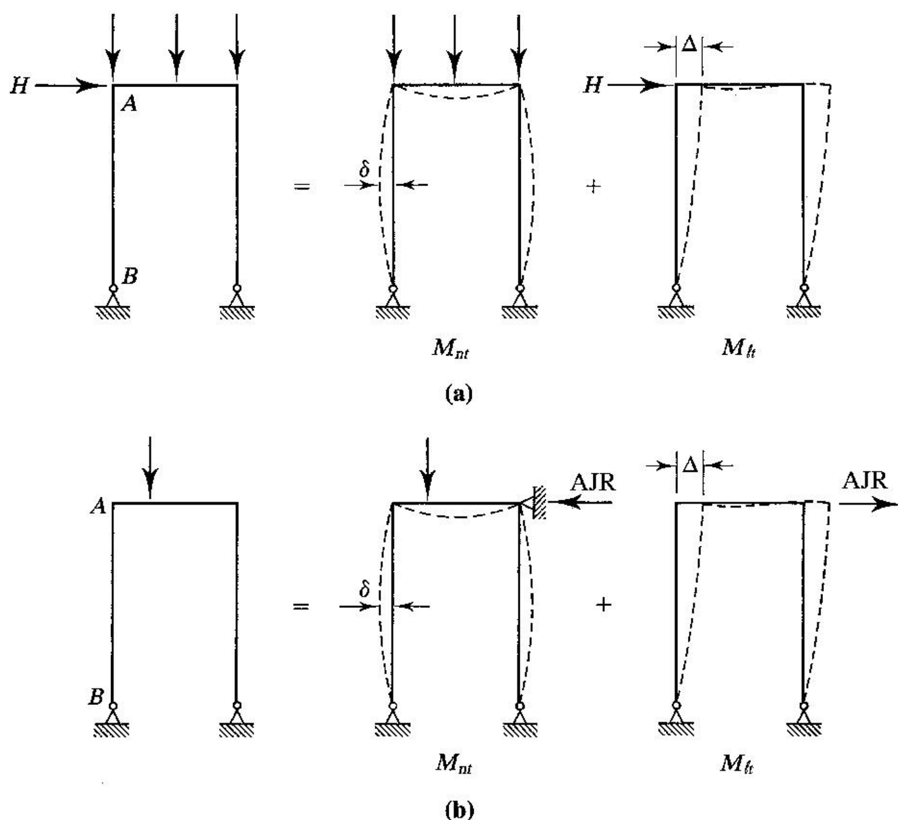
ផលបូកនៃ P_u និងផលបូកនៃ P_{e2} អនុវត្តទៅគ្រប់សសរដែលស្ថិតនៅក្នុងជាន់ដែលពិចារណាជាមួយគ្នា ។ គេប្រើផលចែករវាងផលបូកបន្ទុកទាំងពីរសម្រាប់សមីការខាងលើដោយសារ B_2 អនុវត្តសម្រាប់ unbraced frames ហើយប្រសិនបើ sidesway នឹងកើតមាន នោះសសរទាំងងស់នៅក្នុងជាន់ដែលពិចារណានឹង sway ក្នុងពេលជាមួយគ្នា ។ នៅក្នុងករណីជាច្រើន គ្រឿងបង្គុំត្រូវបានគណនានៅក្នុងប្លង់ ដូចនេះ $\sum P_u$ និង $\sum P_{e2}$ គឺសម្រាប់សសរនៅជាន់របស់គ្រោង ហើយបន្ទុកខាង H ជាបន្ទុកខាងដែលធ្វើអំពើនៅលើគ្រោង និងពីលើជាន់ដែលពិចារណា ។ ជាមួយនឹង Δ_{oh} ដែលកើតឡើងដោយ $\sum H$ ផលធៀប $\Delta_{oh}/\sum H$ អាចឈរលើបន្ទុកមេគុណ ឬបន្ទុកគ្មានមេគុណ ។ ទម្រង់ផ្សេងទៀតរបស់ B_2 ត្រូវបានឱ្យដោយ AISC Equation C1-5 មានលក្ខណៈស្រដៀងនឹងសមីការសម្រាប់ B_1 លើកលែងសម្រាប់ផលបូក ។

AISC Equations C1-4 និង C1-5 ត្រូវបានបំបែកដោយវិធីពីរផ្សេងគ្នា ប៉ុន្តែនៅក្នុងករណីជាច្រើនវានឹងផ្តល់នូវលទ្ធផលដូចគ្នា (Yura, 1988) ។ នៅក្នុងករណីជាច្រើនដែលតម្លៃ B_2 ទាំងពីរខុសគ្នាខ្លាំង តួនៃបន្ទុកចំអ័ក្សរបស់រូបមន្តអន្តរកម្មនឹងលុប ហើយលទ្ធផលចុងក្រោយនឹងមិនខុសគ្នាច្រើនទេ ។ ដូចដែលបានរៀបរាប់ពីខាងដើម ការជ្រើសរើសគឺស្ថិតនៅលើភាពងាយស្រួល វាអាស្រ័យនឹងតួនៅក្នុងសមីការ ។

ក្នុងករណីដែល M_{nt} និង M_{lt} ធ្វើអំពើនៅចំណុចពីរផ្សេងគ្នានៅលើអង្កត់ ដូចបង្ហាញនៅក្នុង*រូបទី ៦.១៤* AISC Equation C1-1 នឹងផ្តល់នូវលទ្ធផលដែលសន្សំសំចៃ ។

រូបទី ៦.១៤ បង្ហាញបន្ថែមទៀតពី superposition concept ។ *រូបទី ៦.១៤a* បង្ហាញពី braced frame រងនូវទាំងបន្ទុកទំនាញ (gravity load) និងបន្ទុកខាង (lateral load) ។ ម៉ូម៉ង់នៅ M_{nt} នៅក្នុងអង្កត់ AB ត្រូវបានគណនាដោយប្រើតែ gravity load ។ ដោយភាពស៊ីមេទ្រី គេមិនត្រូវការ bracing ដើម្បីការពារ sidesway ពីបន្ទុកនេះ ។ ម៉ូម៉ង់នេះត្រូវបានបន្ថែមជាមួយជាមួយនឹងមេគុណ B_1 ដើម្បីការពារឥទ្ធិពល $P\delta$ ។ M_{lt} ម៉ូម៉ង់ដែលត្រូវគ្នានឹង sway (ដែលបង្កើតឡើងដោយបន្ទុកដេក H) នឹងត្រូវបានបន្ថែមដោយ B_2 ដើម្បីការពារនឹងឥទ្ធិពល $P\Delta$ ។

FIGURE 6.14



នៅក្នុង *រូបទី ៦.១៤b* unbraced frame ទ្រតែបន្ទុកបញ្ឈរ ។ ដោយសារការដាក់បន្ទុកនេះមិនស៊ីមេទ្រី វានឹងមាន sidesway បន្តិច ។ ម៉ូម៉ង់ M_{nt} ត្រូវបានគណនាដោយពិចារណាថាគ្រោងត្រូវបានពង្រឹង (ក្នុងករណីនេះ ដោយសារទម្រដេកកកិត និងកម្លាំងប្រតិកម្មត្រូវគ្នាដែលគេហៅថា តំណទប់និមិត្ត (artificial joint restraint AJR) ។ ដើម្បីគណនាម៉ូម៉ង់ sidesway គេត្រូវយកទម្រកកិតចេញ ហើយជំនួសដោយកម្លាំងដែលមានតម្លៃស្មើនឹង artificial joint restraint ប៉ុន្តែមានទិសដៅផ្ទុយគ្នា ។ ក្នុងករណីនេះ ម៉ូម៉ង់ទីពីរ $P\Delta$ នឹងមានតម្លៃតូចណាស់ ហើយគេអាចចោល M_{lt} បាន ។

ប្រសិនបើទាំងបន្ទុកខាង និងបន្ទុកទំនាញមិនស៊ីមេទ្រី គេអាចបន្ថែមកម្លាំង AJR ទៅលើបន្ទុកខាងពិតប្រាកដ នៅពេលដែល M_{lt} ត្រូវបានកំណត់ ។

ឧទាហរណ៍ ៦.៧: *ដែក* $W12\times65$ *ប្រភេទ A572 grade 50 ប្រវែង 15 ft សម្រាប់ប្រើជាសសរនៅក្នុង unbraced frame ។ បន្ទុកចំអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ចុងទទួលបានពី first-order analysis នៃបន្ទុកទំនាញ (បន្ទុកថេរ*

និងបន្ទុកអថេរ) ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង រូបទី ៦.១៥ a ។ គ្រោងមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រី ហើយបន្ទុកទំនាញក៏ត្រូវបានដាក់ស៊ីមេទ្រីដែរ ។រូបទី ៦.១៥ b បង្ហាញពីម៉ូម៉ង់នៃបន្ទុកខ្យល់ដែលបានពី first-order analysis ។ ម៉ូម៉ង់ពត់ទាំងអស់គឺធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង ។ មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព $K_x = 1.2$ សម្រាប់ករណី sway និង $K_x = 1.0$ សម្រាប់ករណី nonsway ហើយ $K_y = 1.0$ ។ កំណត់ថាតើអង្គត់នេះគោរពតាម AISC Specification ឬទេ?

ដំណោះស្រាយ: ការបន្សំបន្ទុកទាំងអស់ដែលឱ្យនៅក្នុង AISC A4.1 សុទ្ធតែមានបន្ទុកអថេរ ហើយលើកលែងតែការបន្សំបន្ទុកទីមួយចេញ ដែលការបន្សំបន្ទុកទាំងអស់មានបន្ទុកខ្យល់ ឬបន្ទុកអថេរ ឬទាំងពីរ ។ ប្រសិនបើប្រភេទបន្ទុក (E, L_r, S, និង R) នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះមិនត្រូវបានបង្ហាញ លក្ខខណ្ឌនៃការបន្សំបន្ទុកត្រូវបានសង្ខេបដូចខាងក្រោម:

$1.4D$ (A4-1)

$1.2D + 1.6L$ (A4-2)

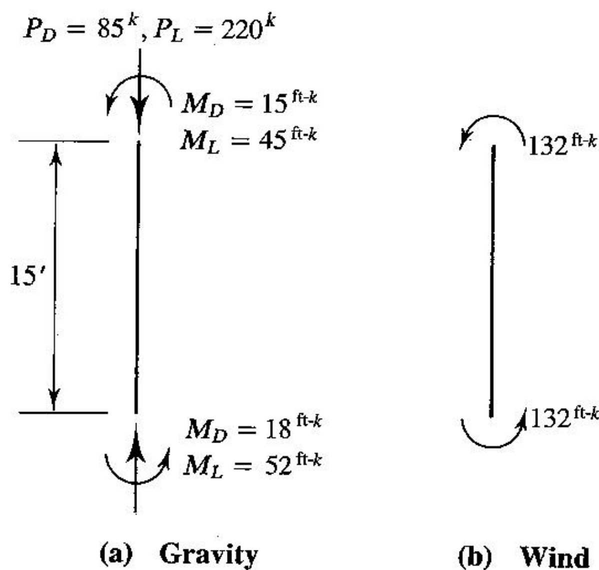
$1.2D + (0.5L \text{ or } 0.8W)$ (A4-3)

$1.2D + 1.3W + 0.5L$ (A4-4)

$1.2D + 0.5L$ (A4-5)

$0.9D \pm 1.3W$ (A4-5)

FIGURE 6.15



នៅពេលដែលបន្ទុកថេរតូចជាងបន្ទុកអថេរប្រាំបីដង នោះបន្សំបន្ទុក (A4-1) អាចមិនត្រូវគិត ។ បន្សំបន្ទុក (A4-4) នឹងមានតម្លៃធំជាង (A4-3) ដូចនេះ (A4-3) អាចដកចេញបាន ។ បន្សំបន្ទុក (A4-5) ក៏អាចចោលបានដោយសារវានឹងផ្តល់គ្រោះថ្នាក់តូចជាង (A4-2) ។ ចុងក្រោយ ការបន្សំបន្ទុក (A4-6) នឹងមិនគ្រោះ

ថ្នាក់ដូច (A4-4) ហើយក៏អាចដកចេញបានពីការពិចារណា ដែលនៅសល់តែបន្សំបន្ទុកពីរដែលត្រូវធ្វើការអង្កេតគឺ (A4-2) និង (A4-4) ៖

$1.2D + 1.6L$ និង $1.2D + 1.3W + 0.5L$

រូបទី ៦.១៦ បង្ហាញពីបន្ទុកតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់ដែលគណនាចេញពីបន្សំបន្ទុកទាំងពីរនេះ

កំណត់អ័ក្សគ្រោះថ្នាក់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់កម្លាំងសង្កត់តាមអ័ក្ស

$K_y L = 15\ ft$

$$\frac{K_x L}{r_x / r_y} = \frac{1.2(15)}{1.75} = 10.29\ ft < 15\ ft$$

ដូចនេះប្រើ $KL = 15\ ft$

ពី column load tables ជាមួយនឹង $KL = 15\ ft$, $\phi_c P_n = 626 kips$

សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុក (A4-2), $P_u = 454 kips$, $M_{nt} = 104.8\ ft - kips$ និង $M_{lt} = 0$ (ដោយសារតែស៊ីមេទ្រី វាមិនមានម៉ូម៉ង់ sidesway) ។ មេគុណម៉ូម៉ង់ពត់គឺ

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 - 0.4\left(\frac{90}{104.8}\right) = 0.2565$$

សម្រាប់អ័ក្សនៃការពត់

$$\frac{KL}{r} = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.0(15)(12)}{5.28} = 34.09$$

(ករណីនេះគ្មាន sidesway ដូចនេះគេប្រើ K_x សម្រាប់ braced condition) ។ នោះ

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(19.1)}{(34.09)^2} = 4704 kips$$

មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមសម្រាប់ម៉ូម៉ង់ nonsway គឺ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = \frac{0.2565}{1 - (454/4704)} = 0.284 < 1.0$$

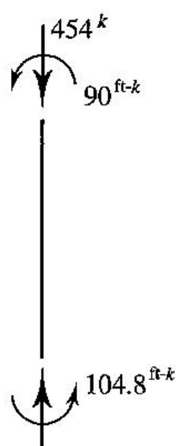
ដូចនេះប្រើ $B_1 = 1.0$

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.0(104.8) + 0 = 104.8\ ft - kips$$

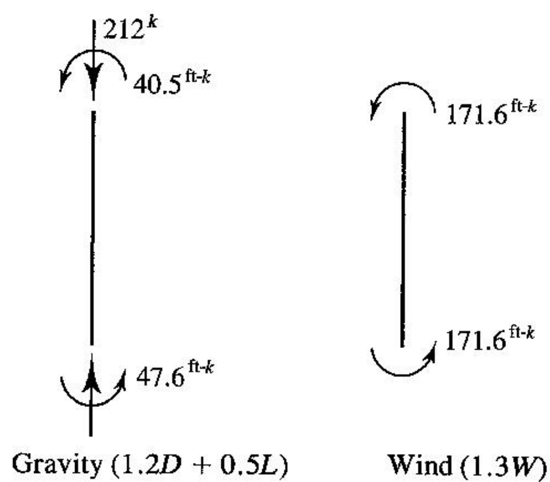
ពី beam design charts ជាមួយនឹង $L_b = 15\ ft$

$\phi_b M_n = 343\ ft - kips$ (សម្រាប់ $C_b = 1.0$)

FIGURE 6.16



(a) Load Combination A4-2 (1.2D + 1.6L)



(b) Load Combination A4-4

$\phi_b M_p = 358\, ft - kips$

រូបទី ៦.១៧ បង្ហាញពីដ្យាក្រាមម៉ូម៉ង់ពត់សម្រាប់ម៉ូម៉ង់នៃបន្ទុកទំនាញ។ (ការគណនា C_b គឺឈរលើតម្លៃ ដាច់ខាត ដូចសញ្ញានៅក្នុងដ្យាក្រាមនេះមិនមានសារៈសំខាន់ទេ) ។ ដូចនេះ

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

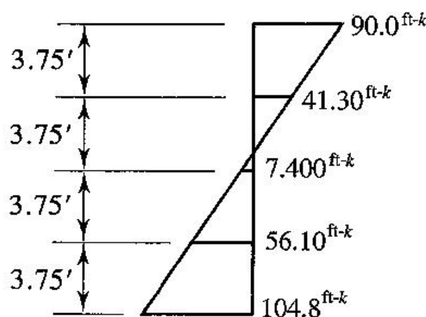
$$= \frac{12.5 \times (104.8)}{2.5(104.8) + 3(41.3) + 4(74) + 3(56.1)} = 2.24$$

សម្រាប់ $C_b = 2.24$

$\phi_b M_n = 2.24(343) > \phi_b M_p = 358\, ft - kips$

ដូចនេះប្រើ $\phi_b M_n = 358\, ft - kips$

FIGURE 6.17



កំណត់សមីការអន្តរកម្មដែលសមស្រប

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n}=\frac{454}{626}=0.7252>0.2$$

ប្រើសមីការ AISC Equation H1-1a ។

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)=0.7252+\frac{8}{9}\left(\frac{104.8}{358}+0\right)=0.985<1.0 \qquad (OK)$$

សម្រាប់លក្ខខណ្ឌបន្ទុក (A4-4), $P_u=212kips$, $M_{nt}=47.6\,ft-kips$ *ហើយ* $M_{lt}=171.6\,ft-kips$ *។ សម្រាប់ unbraced condition*,

$$C_m=0.6-0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)=0.6-0.4\left(\frac{40.5}{47.6}\right)=0.2597$$

$P_{e1}=4704kips$ *(P_{e1} មិនអាស្រ័យនឹងលក្ខខណ្ឌបន្ទុក)*

$$B_1=\frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})}=\frac{0.2597}{1-(212/4704)}=0.272<1.0$$

ដូចនេះ $B_1=1.0$

យើងមិនមានទិន្នន័យគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីគណនាមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែមឱ្យបានសុក្រិតសម្រាប់ sway moment B_2 *ពី AISC Equation C1-4 ឬ C1-5 ។ ប្រសិនបើយើងសន្មត់ថាផលធៀបរវាងបន្ទុកតាមអ័ក្សដែលអនុវត្តមកលើអង្កត់ និង Euler load capacity មានតម្លៃដូចគ្នាសម្រាប់គ្រប់សសរនៅក្នុងជាន់ និងសម្រាប់សសរដែលយើងពិចារណា នោះយើងអាចសរសេរ Equation C1-5 ៖*

$$B_2=\frac{1}{1-(\sum P_u/\sum P_{e2})}\approx\frac{1}{1-(P_u/P_{e2})}$$

សម្រាប់ P_{e2} *ប្រើ* K_x *ដែលត្រូវនឹង unbraced condition ៖*

$$\frac{KL}{r}=\frac{K_x L}{r_x}=\frac{1.2(15)(12)}{5.28}=40.91$$

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(19.1)}{(40.91)^2} = 3266 kips$$

ពី AISC Equation C1-5,

$$B_2 \approx \frac{1}{1-(P_u/P_{e2})} = \frac{1}{1-(212/3266)} = 1.069$$

ម៉ូម៉ង់បន្ថែមសរុបគឺ

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.0(47.6) + 1.069(171.6) = 231.0\ ft-kips$$

ទោះបីជាម៉ូម៉ង់ M_{nt} និង M_{lt} មានតម្លៃខុសគ្នាក៏ដោយ ក៏ពួកវាត្រូវបានបែងចែកដូចគ្នា ហើយ C_b នឹងនៅដដែល ។ នៅគ្រប់អត្រាទាំងអស់ ពួកវាមានតម្លៃធគ្រប់គ្រាន់ដែល $\phi_b M_p = 358\ ft-kips$ ជា design strength ដោយមិនគិតពីម៉ូម៉ង់ណាមួយឡើយ ។

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{212}{626} = 0.3387 > 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Epuation H1-1a:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.3387 + \frac{8}{9}\left(\frac{231.0}{358} + 0\right) = 0.912 < 1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *អង្គត់នេះបំពេញតម្រូវការរបស់ AISC Specification ។*

៦.៨ គណនាមុខកាត់ធ្នឹម-សសរ (Design of Beam-Column)

ដោយសារនៅក្នុងរូបមន្តអន្តរកម្មមានអញ្ញតិជាច្រើន នោះការគណនាមុខកាត់ធ្នឹម-សសរជាដំណើរការគណនាដែលត្រូវការជាចាំបាច់នូវ trial-and-error process ។ សម្រាប់ការជ្រើសរើសចុងក្រោយ គឺគេជ្រើសរើសរូបរាងណាកាន់តែក្បែរ កាន់តែល្អ ។ មុខកាត់សាកល្បងត្រូវបានជ្រើសរើស និងត្រូវបានផ្ទៀងផ្ទាត់ឡើងវិញដោយប្រើរូបមន្តអន្តរកម្ម ។ ដំណើរការដ៏មានប្រសិទ្ធភាពបំផុតក្នុងការជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បងត្រូវបានបង្កើតឡើងជាដំបូងសម្រាប់ allowable stress design (Burgett, 1973), ហើយត្រូវបានទទួល យកមកប្រើសម្រាប់ LRFD ដែលមានរៀបរាប់នៅក្នុង part 3 of the Manual, “Column Design” ។ លក្ខណៈសំខាន់សម្រាប់វិធីនេះគឺជា ការបំលែងពីម៉ូម៉ង់ពត់ទៅជាបន្ទុកតាមអ័ក្សសមមូល ។ បន្ទុកដែលបានពីការបំលែងត្រូវបានយកទៅបន្ថែមលើបន្ទុកជាក់ស្តែង ហើយរូបរាងដែលត្រូវទ្រទ្របន្ទុកសរុបត្រូវបានជ្រើសរើសពី column load tables ។ បន្ទាប់មកគេត្រូវពិនិត្យរូបរាងសាកល្បងនេះជាមួយ Equation H1-1a ឬ H1-1b ។ បន្ទុកតាមអ័ក្សប្រសិទ្ធភាពសរុបត្រូវបានឱ្យដោយ

$$P_{u\,\mathrm{eq}} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mu$$

ដែល P_u = បន្ទុកតាមអ័ក្សមេគុណជាក់ស្តែង

M_{ux} = ម៉ូម៉ង់មេគុណធៀបអ័ក្ស x

M_{uy} = ម៉ូម៉ង់មេគុណធៀបអ័ក្ស y

m = តម្លៃថេរដែលមាននៅក្នុងតារាង

n = តម្លៃថេរដែលមាននៅក្នុងតារាង

គោលការណ៍នៃការវិធីនេះអាចត្រូវបានត្រួតពិនិត្យដោយសរសេរសមីការ 6.3 ឡើងវិញដូចខាងក្រោម ។

ដំបូងគុណអង្គទាំងពីរដោយ $\phi_c P_n$:

$$P_u + \frac{\phi_c P_n M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\phi_c P_n M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \le \phi_c P_n$$

ឬ $$P_u + (M_{ux} \times \text{a constant}) + (M_{uy} \times \text{a constant}) \le \phi_c P_n$$

អង្គខាងស្តាំនៃវិសមីការជា design strength របស់អង្គត់ដែលពិចារណា ហើយអង្គខាងឆ្វេងអាចជាបន្ទុកមេគុណខាងក្រៅដែលត្រូវទប់ទល់ ។ តួនីមួយៗនៃអង្គខាងឆ្វេងមានខ្នាតកម្លាំង ដូចនេះតម្លៃថេរជាអ្នកបំលែងម៉ូម៉ង់ពត់ M_{ux} និង M_{uy} ទៅជាកុំប៉ូសង់បន្ទុកតាមអ័ក្ស ។

តម្លៃថេរមធ្យម m ត្រូវបានគណនាសម្រាប់ក្រុមផ្សេងគ្នារបស់ W-shape ហើយត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Table 3-2 in Part 3 of the Manual ។ តម្លៃ u ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង column load table សម្រាប់រូបរាងនីមួយៗដែលមាននៅក្នុងតារាង ។ ដើម្បីជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បងសម្រាប់អង្គត់ជាមួយនឹងបន្ទុកតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្សទាំងពីរ គេត្រូវអនុវត្តដូចខាងក្រោម ។

1. ជ្រើសរើសតម្លៃសាកល្បង m ដោយឈរលើប្រវែងប្រសិទ្ធភាព KL ។ យក $u = 2.0$
2. គណនាបន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សប្រសិទ្ធភាព:

   $$P_{u\,\mathrm{eq}} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mu$$

   ប្រើបន្ទុកនេះដើម្បីជ្រើសរើសរូបរាងពី column load tables ។
3. ប្រើតម្លៃ u ដែលឱ្យនៅក្នុង column load tables និងតម្លៃថ្មីរបស់ m ពី Table 3-2 ដើម្បីគណនាតម្លៃថ្មីរបស់ $P_{u\,\mathrm{eq}}$ ។ ជ្រើសរើសរូបរាងផ្សេងទៀត ។
4. ធ្វើឡើងវិញរហូតដល់តម្លៃ $P_{u\,\mathrm{eq}}$ លែងប្រែប្រួល ។

ឧទាហរណ៍ ៦.៨: *អង្កត់គ្រឿងបង្គុំខ្លះនៅក្នុង braced frame ត្រូវទ្រទ្រង់បន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សមេគុណ 150kips និងម៉ូម៉ង់ចុងមេគុណ $75\ ft-kips$ ធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង ហើយ $30\ ft-kips$ ធៀបនឹងអ័ក្សខ្សោយ ។ ម៉ូម៉ង់ទាំងពីរនេះធ្វើអំពើនៅលើចុងម្ខាង ឯចុងម្ខាងទៀតជាទម្រ pinned ។ ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពធៀបនឹងអ័ក្សនីមួយៗគឺ $15\ ft$ ។ មិនមានបន្ទុកខាងធ្វើអំពើលើអង្កត់នេះទេ ប្រើដែក A36 និងជ្រើសរើស W-shape ដែលស្រាលជាងគេ ។*

ដំណោះស្រាយ: *មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_1 អាចសន្មត់ស្មើនឹង 1.0 ដើម្បីធ្វើការជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បង ។ សម្រាប់អ័ក្សនីមួយៗ*

$$M_{ux} = B_1 M_{ntx} \approx 1.0(75) = 75\ ft-kips$$

$$M_{uy} = B_1 M_{nty} \approx 1.0(30) = 30\ ft-kips$$

ពី Table 3-2, part 3 of the Manual, $m = 1.75$ ដោយធ្វើ interpolation

ប្រើតម្លៃដើម $u = 2.0$

$$P_{u\,\text{eq}} = P_u + M_{ux} m + M_{uy} mu = 150 + 75(1.75) + 30(1.75)(2.0) = 386 kips$$

ចាប់ផ្តើមជាមួយនឹងរូបរាងតូចជាងគេនៅក្នុង column load tables, សាកល្បង W8×67 ($\phi_c P_n = 412 kips$, $u = 2.03$):

$$m = 2.1$$

$$P_{u\,\text{eq}} = 150 + 75(2.1) + 30(2.1)(2.03) = 435 kips$$

តម្លៃនេះធំជាង design strength= $412\ ft-kips$ ដូចនេះគេត្រូវសាកល្បងមុខកាត់ផ្សេងទៀត ។

សាកល្បង W10×60 ($\phi_c P_n = 416 kips$, $u = 2.0$):

$$m = 1.85$$

$$P_{u\,\text{eq}} = 150 + 75(1.85) + 30(1.85)(2.00) = 400 kips < 416 kips \qquad \textit{(OK)}$$

ដូចនេះ W10×60 ជារូបរាងសាកល្បងដែលអាចប្រើការបាន ។ ត្រួតពិនិត្យ W12s និង W14s ។ សាកល្បង W12×58 ($\phi_c P_n = 397 kips$, $u = 2.41$):

$$m = 1.55$$

$$P_{u\,\text{eq}} = 150 + 75(1.55) + 30(1.55)(2.41) = 378 kips < 397 kips \qquad \textit{(OK)}$$

ដូចនេះ W12×58 ជារូបរាងសាកល្បងដែលអាចប្រើការបាន ។ W14 ដែលស្រាលជាងគេសម្រាប់ធ្វើការជាមួយនឹងបន្ទុកខាងក្រៅគឺ W14×61 តែវាធ្ងន់ជាង W12×58 ។ ដូចនេះប្រើ W12×58 ជារូបរាងសាកល្បង:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{150}{397} 0.3778 > 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equatiom H-1-1a

គណនាម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្ស x

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{15(12)}{5.28} = 34.09$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(17.0)}{(34.09)^2} = 4187 kips$$

$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) = 0.6 - 0.4(0/M_2) = 0.6$ (សម្រាប់អ័ក្សទាំងពីរ)

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} = \frac{0.6}{1-(150/4187)} = 0.622 < 1.0$$

ដូចនេះប្រើ $B1 = 1.0$

$$M_{ux} = B_1 M_{ntx} = 1.0(75) = 75\ ft-kips$$

បន្ទាប់មក កំណត់ design strength ។ ពី beam designth curves, សម្រាប់ $C_b = 1$ និង $L_b = 15\ ft$,

$\phi_b M_n = 220\ ft-kips$ ។ រូបទី ៥.១៥g, $C_b = 1.67$ ។ សម្រាប់ $C_b = 1.67$ design strength គឺ

$$C_b \times 220 = 1.67(220) = 367\ ft-kips$$

ម៉ូម៉ង់នេះធំជាង $\phi_b M_p = 233\ ft-kips$

ដូចនេះប្រើ $\phi_b M_n = 233\ ft-kips$

គណនាម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបអ័ក្ស y

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{15(12)}{2.51} = 71.71$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(17.0)}{(71.71)^2} = 946.2 kips$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} = \frac{0.6}{1-(150/946.2)} = 0.713 < 1.0$$

ដូចនេះប្រើ $B1 = 1.0$

$$M_{uy} = B_1 M_{nty} = 1.0(30) = 30\ ft-kips$$

$W12 \times 58$ ជារូបរាង compact សម្រាប់គ្រប់តម្លៃរបស់ P_u ដូចនេះ nomical strength គឺ $M_{py} \le 1.5 M_{yy}$ ។

Design strength គឺ

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_{py} = \phi_b Z_y F_y = 0.90(32.5)(36) = 1053 in.-kips$$

$$= 87.75\ ft-kips$$

ប៉ុន្តែ $Z_y / S_y = 32.5/21.4 = 1.52 > 1.5$ *ដែលមានន័យថា* $\phi_b M_{ny}$ *គួរតែយកស្មើនឹង*

$$\phi_b(1.5M_{yy}) = \phi_b(1.5F_y S_y) = 0.90(1.5)(36)(21.4) = 1040in.-kips = 86.67\,ft-kips$$

ពី AISC Equation H1-1a,

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.3778 + \frac{8}{9}\left(\frac{75}{233} + \frac{30}{86.67}\right)$$

$$= 0.972 < 1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *ប្រើ* $W12\times58$ *។*

បើទោះបីជាវិធីដែលទើបនឹងបង្ហាញសម្រាប់ជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បងឆាប់រកឃើញក៏ដោយ ក៏វិធីដែលមានលក្ខណៈសមញ្ញជាងនេះត្រូវបានស្នើឡើងដោយ Yura (1988) ។ បន្ទុកតាមអ័ក្សដែលសមមូលដែលត្រូវបានប្រើគឺ

$$P_{equiv} = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b} \qquad (6.5)$$

ដែល $P =$ បន្ទុកតាមអ័ក្សមេគុណ

$M_x =$ ម៉ូម៉ង់មេគុណធៀបអ័ក្ស x

$M_y =$ ម៉ូម៉ង់មេគុណធៀបអ័ក្ស y

$d =$ កម្ពស់ធ្នឹម

$b =$ ទទឹងធ្នឹម

តួទាំងអស់នៅក្នុងសមីការ 6.2 ត្រូវតែមានខ្នាតត្រូវគ្នា។

ឧទាហរណ៍ ៦.៩: *ប្រើ Yura's method ដើម្បីជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បង W12 សម្រាប់ធ្នឹម-សសរនៃឧទាហរណ៍ ៦.៨ ។*

ដំណោះស្រាយ: *ពីសមីការ ៦.៥ បន្ទុកតាមអ័ក្សសមមូលគឺ*

$$P_{equiv} = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b} = 150 + \frac{2(75\times12)}{12} + \frac{7.5(30\times12)}{12} = 525kips$$

ដែលទទឹង b ត្រូវបានសន្មត់ស្មើនឹង 12inches ។ ពី column load tables, សាកល្បង $W12\times72$

($\phi_c P_n = 537kips$ *) ។*

ជាមួយនឹង Yura's method គេទទួលបានរូបរាងសាកល្បងធំជាង Manual method តែវាមិនយ៉ាងដូចនេះ

រហូតទេ ។

នៅពេលដែលតួម៉ូម៉ង់ពត់លុប (ឧទាហរណ៍ អង្កត់មានលក្ខណៈជាធ្នឹមជាងសសរ) Yura ណែនាំថា បន្ទុកតាមអ័ក្សត្រូវបំលែងទៅជាម៉ូម៉ង់ពត់សមមូលធៀបអ័ក្សអ័ក្ស x ។ បន្ទាប់មករូបរាងសាកល្បងត្រូវបានជ្រើសរើសពី beam design charts in part 3 of the Manual ។ ម៉ូម៉ង់សមមូលគឺៈ

$$M_{equiv} = M_x + P\frac{d}{2}$$

ការគណនាមុខកាត់ធ្នឹម-សសរដែលមិនពង្រឹង **Design of Unbraced Beam-Column**

ការគណនាមុខកាត់ដំបូងរបស់ធ្នឹម-សសរនៅក្នុង braced frame ត្រូវបានបង្ហាញរួចហើយ ។ មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_1 ត្រូវបានសន្មត់ស្មើ 1.0 ដើម្បីជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បង បន្ទាប់មក B_1 ត្រូវបានកំណត់សម្រាប់រូបរាងនោះ ។ សម្រាប់ធ្នឹម-សសរប្រឈមនឹង sidesway មេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_2 ដែលឈរលើអញ្ញតិជាច្រើនដែលមិនស្គាល់រហូតដល់សសរទាំងអស់នៅក្នុងគ្រោងត្រូវបានជ្រើសរើស ។ ប្រសិនបើ AISC Equation C1-4 ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ B_2 នោះគេមិនមាន sidesway deflection Δ_{oh} សម្រាប់ការគណនាមុខកាត់ដំបូងទេ ។ ប្រ សិនបើគេប្រើ AISC Equation C1-5 នោះគេអាចមិនស្គាល់ $\sum P_{e2}$ ។ វិធីខាងក្រោមត្រូវបានស្នើឡើងដើម្បីរក B_2 ។

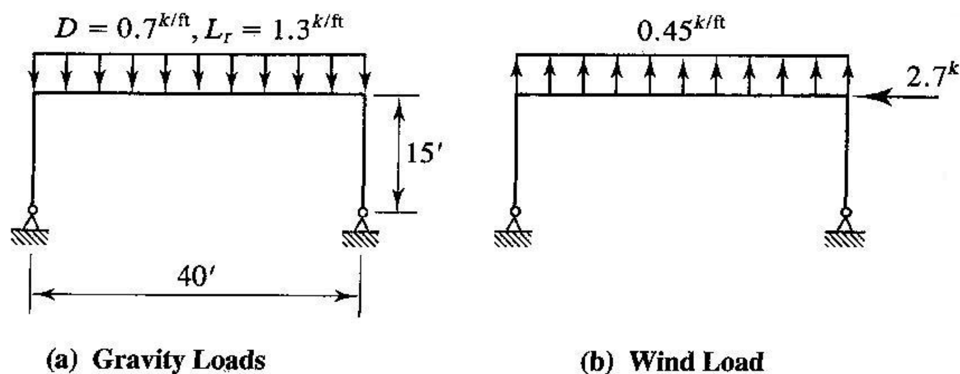
វិធីទី១. សន្មត់ $B_2 = 1.0$ ។ បន្ទាប់ពីជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បង គណនាB_2 ពី AISC Equation C1-5 ដោយសន្មត់ថា $\sum P_u / \sum P_{e2}$ គឺដូចគ្នានឹង P_u / P_{e2} សម្រាប់អង្កត់ដែលពិចារណា (ដូចនៅក្នុងឧទាហរណ៍៦.៧) ។

វិធីទី២. ប្រើការកំណត់ដំបូង (predetermined limit) សម្រាប់ drift index Δ_{oh} / L ដែលជាផលធៀប story drift លើកម្ពស់ជាន់ ។ ការប្រើនូវ drift index អនុញ្ញាតអតិបរមាសម្រាប់ serviceability requirement ស្រដៀងគ្នានឹងការកំណត់ភាពដាបរបស់ធ្នឹម ។ គេណែនាំឱ្យប្រើ drift index ចន្លោះពី $1/500$ ទៅ $1/200$ ។ ចំណាំថា Δ_{oh} ជា drift ដែលកើតពី $\sum H$ ដូចនេះប្រសិនបើ drift index ឈរនៅលើ service load នោះបន្ទុកខាង H ត្រូវតែជា service load ដែរ ។

ឧទាហរណ៍ ៦.១០: រូបទី ៦.១៨ *បង្ហាញពី*single-story unbraced frame *ដែលរងនូវបន្ទុកថេរ បន្ទុកអថេរលើដំបូល និងខ្យល់ ។* រូបទី ៦.១៨ a *បង្ហាញពី service gravity load និង* រូបទី៦.១៨ b *បង្ហាញពី service wind*

load (ដែលរួមបញ្ចូលទាំង uplift ឬ suction នៅលើដំបូល) ។ ប្រើដែក A572 grade 50 និងជ្រើសរើសរូបរាង W12 សម្រាប់សសរ (អង្កត់បញ្ឈរ) ។ គណនាមុខកាត់សម្រាប់ drift index 1/400 ដោយឈរលើ service wind load ។ ម៉ូម៉ង់ពត់ធៀបនឹងអ័ក្សខ្លាំង ហើយសសរនីមួយៗពង្រឹងខាងនៅខាងចុង និងគល់ ។

FIGURE 6.18



(a) Gravity Loads **(b) Wind Load**

ដំណោះស្រាយ: *គ្រោងនេះជាគ្រោងស្តាទិចមិនកំណត់មួយដឺក្រេ ។ ការវិភាគរចនាសម្ព័ន្ធមិនកំណត់មិនត្រូវបានធ្វើនៅទីនេះទេ ។ លទ្ធផលនៃការវិភាគគ្រោងត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៦.១៩ ដោយសង្ខេប ។ បន្ទុកតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ចុងត្រូវបានឱ្យដាច់ដោយឡែកពីគ្នាសម្រាប់បន្ទុកថេរ បន្ទុកអថេរ បន្ទុកខ្យល់ដែលមានអំពើលើដំបូល និងបន្ទុកខ្យល់ខាង ។ បន្ទុកបញ្ឈរទាំងអស់ត្រូវបានដាក់ស៊ីមេទ្រីគ្នា ហើយចូលរួមតែជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់ M_{nt} ប៉ុណ្ណោះ ។ បន្ទុកខាងបង្កើតម៉ូម៉ង់ M_{lt} ។*

បន្សំបន្ទុកដែលពាក់ព័ន្ធជាមួយនឹងបន្ទុកថេរ D , បន្ទុកអថេរលើដំបូល L_r និងបន្ទុកខ្យល់ W គឺដូចខាងក្រោម:

A4-2: $1.2D + 0.5L_r$

$$P_u = 1.2(14) + 0.5(26) = 29.8 kips$$

$$M_{nt} = 1.2(50) + 0.5(94) = 107\ ft - kips$$

$$M_{lt} = 0$$

A4-3: $1.2D + 1.6L_r + 0.8W$

$$P_u = 1.2(14) + 1.6(26) + 08(-9+1) = 52.0 kips$$

$$M_{nt} = 1.2(50) + 1.6(94) + 0.8(-32) = 184.8\ ft - kips$$

$$M_{lt} = 0.8(20) = 16.0\ ft - kips$$

A4-4: $1.2D + 0.5L_r + 1.3W$

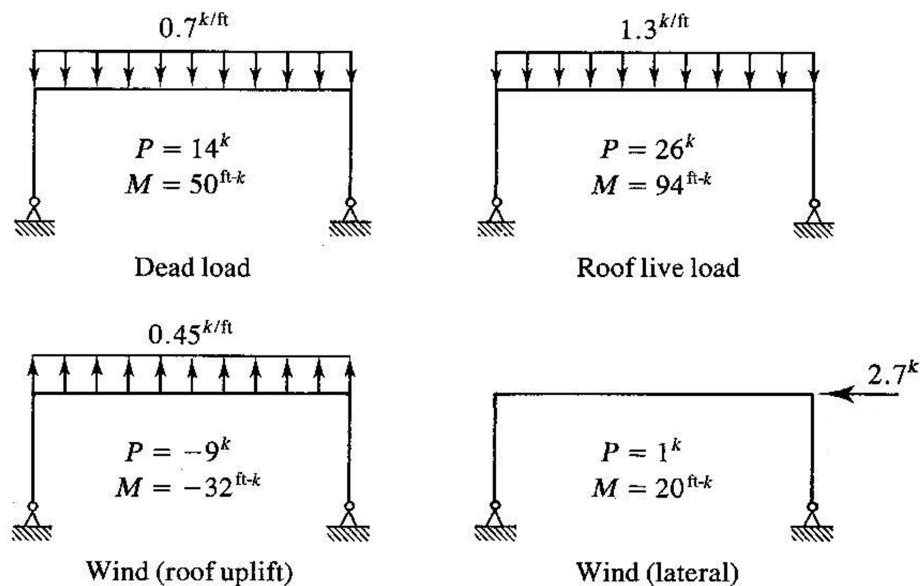
$$P_u = 1.2(14) + 0.5(26) + 1.3(26) = 19.4 kips$$

$M_{nt} = 1.2(50) + 0.5(94) + 1.3(-32) = 65.4\ ft - kips$

$M_{lt} = 1.3(20) = 26\ ft - kips$

បន្សំបន្ទុក A4-3 ផ្តល់នូវតម្លៃធំជាងគេ ។

FIGURE 6.19



សម្រាប់គោលបំណងនៃការជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បង សន្មត់ថា $B_1 = 1.0$ ។ តម្លៃរបស់ B_2 អាចត្រូវបានគណនាពី AISC Equation C1-4 និង design drift index ៖

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u(\Delta_{oh}/\sum HL)} = \frac{1}{1 - (\sum P_u/\sum H)(\Delta_{oh}/L)} = \frac{1}{1 - [2(52.0)/2.7](1/400)} = 1.107$$

បន្ទុកដេកគ្មានមេគុណ $\sum H$ ត្រូវបានប្រើពីព្រោះ drift index គឺឈរលើ drift អតិបរមាដែលបណ្តាលមកពី service load ។ ដូចនេះ

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.0(184.8) + 1.107(16) = 202.5\ ft - kips$$

ដោយមិនស្គាល់ទំហំរបស់អង្គត់ គេមិនអាចប្រើ alignment chart សម្រាប់មេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាពបានទេ ។ Table C-C2.1 នៅក្នុង Commentary to the Specification បង្ហាញថាករណី (f) ត្រូវគ្នាយ៉ាងខ្លាំងទៅនឹងលក្ខខណ្ឌចុងសម្រាប់ករណី sidesway នៃឧទាហរណ៍នេះ ហើយដែល $K_x = 2.0$ ។

សម្រាប់ braced condition, គេប្រើ $K_x = 1.0$ ។ ដោយសារតែអង្គត់ទាំងអស់ត្រូវបានពង្រឹងទិសដៅមួយទៀតដែរ នោះគេយក $K_y = 1.0$ ។ បន្ទាប់មក គេអាចជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បងដែលមានឱ្យនៅក្នុង

Part 3 of the Manual ។ ពី *Table 3-2* មេគុណម៉ូម៉ង់ពត់ $m = 1.5$ សម្រាប់ W12 ជាមួយនឹង $KL = 15\,ft$ ។

$$P_{u\,eq} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mu = 52.0 + 202.5(1.5) + 0 = 356kips$$

សម្រាប់ $KL = K_yL = 15\,ft$, $W12\times 53$ មាន *design strength* $\phi_c P_n = 451kips$ ។ សម្រាប់អ័ក្ស x

$$\frac{K_xL}{r_x/r_y} = \frac{2.0(15)}{2.11} = 14.2\,ft < 15\,ft$$

ដូចនេះ $KL = 15\,ft$ លុប

សាកល្បង $W12\times 53$ ។ សម្រាប់ *braced condtition*

$$\frac{K_xL}{r_x} = \frac{1.0(15)(15)}{5.23} = 34.42$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_xL/r_x)^2} = \frac{\pi^2(29000)(15.6)}{(34.42)^2} = 3769$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 - 0.4\left(\frac{0}{M_2}\right) = 0.6$$

ពី *AISC Equation C1-2*

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} = \frac{0.6}{1-(52.0/3769)} = 0.608 < 1.0$$

ដូចនេះប្រើ $B_1 = 1.0$

ចំណាំថា $B_1 = 1.0$ ជាតម្លៃសន្មត់ដំបូង ហើយដោយសារតែ B_2 មិនត្រូវបានផ្លាស់ប្តូរ នោះតម្លៃ $M_u = 202.5\,ft-kips$ ដែលបានគណនាពីដំបូងក៏មិនត្រូវបានផ្លាស់ប្តូរដែរ ។ ពី *beam design chart in Part 4 of the manual* ជាមួយនឹង $L_b = 15\,ft$ *design moment* សម្រាប់ $W12\times 53$ ជាមួយនឹង $C_b = 1.0$ គឺ

$$\phi_b M_n = 262\,ft-kips$$

សម្រាប់ម៉ូម៉ង់ពត់ដែលប្រែប្រួលសមាមាត្រពីសូន្យនៅចុងម្ខាង ទៅអតិបរមានៅចុងម្ខាងទៀត តម្លៃរបស់ $C_b = 1.67$ (មើលរូបទី ៥.១៥ *g*) ។ ដូចនេះតម្លៃដែលកែតម្រូវនៃ *design moment* គឺ

$$\phi_b M_n = 1.67(262) = 438\,ft-kips$$

ប៉ុន្តែ ម៉ូម៉ង់នេះធំជាង *plastic moment capasity* $\phi_b M_p = 292\,ft-kips$, ដែលគេអាចរកបាននៅក្នុង *charts* ។ ដូចនេះ *design strength* ត្រូវបានកំណត់ត្រឹម

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 292\,ft-kips$$

កំណត់រូបមន្តអន្តរកម្មដែលសមស្រប

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{52}{451} = 0.1153 < 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1b:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{0.1153}{2} + \left(\frac{202.5}{292} + 0\right) = 0.751 < 1.0 \quad (OK)$$

ដោយសារលទ្ធផលនេះតូចជាង 1.0 ខ្លាំង ដូចនេះសាកល្បងរូបរាងដែលតូចជាងនេះពីរទំហំ ។

សាកល្បង $W12 \times 45$ ។ សម្រាប់ $KL = K_y L = 15\,ft$, $\phi_c P_n = 299 kips$ ។ សម្រាប់អ័ក្ស x

$$\frac{K_x L}{r_x / r_y} = \frac{2.0(15)}{2.65} = 11.3\,ft < 15\,ft$$

ដូចនេះ $KL = 15\,ft$ លុប

សម្រាប់ braced condtition

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.0(15)(15)}{5.15} = 34.95$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(13.2)}{(34.95)^2} = 3093$$

ពី AISC Equation C1-2,

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u / P_{e1})} = \frac{0.6}{1-(52.0/3093)} = 0.610 < 1.0$$

ដូចនេះប្រើ $B_1 = 1.0$

ពី beam design charts ជាមួយនឹង $L_b = 15\,ft$ ម៉ូម៉ង់គណនាសម្រាប់ $W12 \times 45$ ជាមួយនឹង $C_b = 1.0$ គឺ

$$\phi_b M_n = 201\,ft-kips$$

សម្រាប់ $C_b = 1.67$

$$\phi_b M_n = 1.67(201) = 336\,ft-kips > \phi_b M_p = 242.5\,ft-kips$$

ដូចនេះ design strength គឺ

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 242.5\,ft-kips$$

កំណត់រូបមន្តអន្តរកម្មដែលសមស្រប:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{52.0}{299} = 0.1739 < 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1b:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n}+\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)=\frac{0.1739}{2}+\left(\frac{202.5}{242.5}+0\right)=0.922<1.0 \qquad (OK)$$

ចម្លើយ: *ប្រើ* $W12\times 45$ ។

នៅឧទាហរណ៍៦.១០ ការកំណត់ drift index ជាវិធីក្នុងការគណនា ហើយគេមិនមានវិធីណាដើម្បីគណនាមេគុណម៉ូម៉ង់បន្ថែម B_2 ។ ប្រសិនបើគេមិនប្រាប់ drift index តម្លៃរបស់ B_2 អាចត្រូវបានកំណត់ចេញពី AISC Equation C1-5 ដូចខាងក្រោម (ដោយប្រើលក្ខណៈរបស់ $W12\times 45$):

$$\frac{K_x L}{r_x}=\frac{2.0(15)(12)}{5.15}=69.90$$

$$P_{e2x}=\frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L/r_x)^2}=\frac{\pi^2(29000)(13.2)}{(69.90)^2}=773.2kips$$

$$B_2=\frac{1}{1-(\sum P_u/\sum P_{e2})}=\frac{1}{1-[2(52.0)/2(773.2)]}=1.072$$

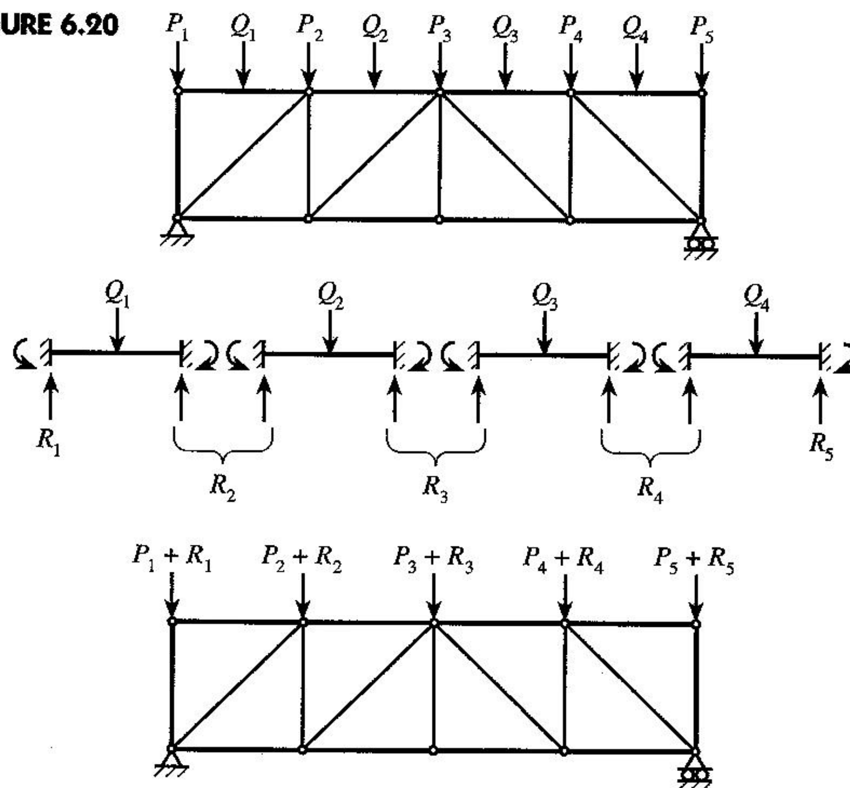
៦.៩. Trusses With Top Chord Loads Between Joints

ប្រសិនបើអង្គត់រងការសង្កត់របស់ truss ត្រូវទ្រទ្រុកដែលមានអំពើនៅចន្លោះចុងសង្ខាងរបស់វា នោះវានឹងត្រូវរងនូវម៉ូម៉ង់ពត់ ក៏ដូចជាបន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្ស ដូចនេះអង្គត់នេះជា beam-colum ។ ករណីនេះអាចកើតមាននៅលើ top chord of the roof truss ដោយដែរនែងស្ថិតនៅចន្លោះតំណ ។ គេក៏ត្រូវគណនា top chord of an open-web steel joist ជា beam-column ដែរ ពីព្រោះ open-web steel joist ត្រូវទ្រទ្រុកទំនាញដែលពង្រាយស្មើនៅលើ top chord របស់វា ។ ដើម្បីការពារបន្ទុកនេះ គេត្រូវធ្វើម៉ូដែល truss ជាការផ្សំឡើងដោយមាន continuous chord member និង pin-connected web members ។ បន្ទាប់មកគេអាចដោះស្រាយរកបន្ទុកតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់ដោយប្រើការវិភាគគ្រឿងបង្គុំដូចជាង stiffness method ។ គេបានស្នើឡើងនូវវិធីសាស្ត្រដូចខាងក្រោម:

1. គិតអង្គត់នីមួយៗរបស់ top chord ជាធ្នឹមបង្កប់ចុង ។ ប្រើម៉ូម៉ង់បង្កប់ចុងជាម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុងអង្គត់ ។ ជាក់ស្តែង top chord ជាអង្គត់ជាប់ ជាងជាសេរីនៃអង្គត់តំណសន្លាក់ ដូចនេះការចាត់ទុកនេះមានលក្ខណៈសុក្រិតជាងការដែលចាត់ទុកអង្គត់នីមួយៗជាធ្នឹមសមញ្ញ ។
2. បន្ថែមកម្លាំងប្រតិកម្មពីធ្នឹមបង្កប់ចុងនេះទៅបន្ទុកនៅត្រង់តំណដើម្បីទទួលបានបន្ទុកលើតំណសរុប ។

3. វិភាគ truss ជាមួយនឹងបន្ទុកត្រង់តំណទាំងនេះ។ បន្ទុកតាមអ័ក្សដែលជាលទ្ធផលនៅក្នុង top chord member ជាបន្ទុកសង្កត់តាមអ័ក្សដែលត្រូវយកទៅប្រើក្នុងការគណនា។

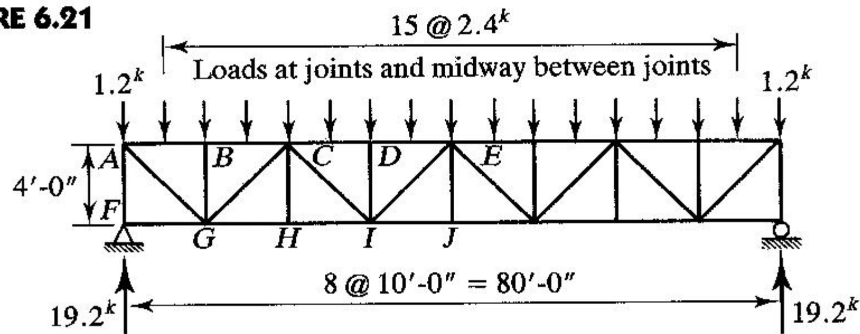
វិធីនេះត្រូវបានបង្ហាញជាលក្ខណៈដ្យាក្រាមនៅក្នុង *រូបទី ៦.២០*។ មា្យ៉ាងវិញទៀត គេអាចរកម៉ូម៉ង់ពត់ និងប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹមដោយចាត់ទុក top chord ជាធ្នឹមជាប់ដែលមានទម្រនៅត្រង់តំណនីមួយៗ។



ឧទាហរណ៍ ៦.១១: រូបទី ៦.២១ *បង្ហាញពី parallel-chord roof truss ដែល top chord ទ្រដែរណែងនៅត្រង់តំណ និងនៅត្រង់ចន្លោះតំណ។ បន្ទុកមេគុណដែលបញ្ជូនដោយដែរណែងត្រូវបានបង្ហាញ។ គណនាមុខកាត់ top chord ។ ប្រើដែក A36 និងជ្រើសរើស structural tee ដែលកាត់ចេញពី W-shape ។*

ដំណោះស្រាយ: *ម៉ូម៉ង់ពត់ និងកម្លាំងលើតំណដែលបណ្តាលមកពីបន្ទុកដែលមានអំពើនៅចន្លោះតំណត្រូវបានរកដោយចាត់ទុក top chord នីមួយៗជាធ្នឹមបង្កប់ចុង។ ពី Part 4 of the Manual, "Beam and girder Design," ម៉ូម៉ង់បង្កប់ចុងសម្រាប់អង្គត់ top chord នីមួយៗគឺ*

$$M = M_{nt} = \frac{PL}{8} = \frac{2.4(10)}{8} = 3.0\,ft - kips$$



ម៉ូម៉ង់ចុង និងកម្លាំងប្រតិកម្មទាំងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៦.២២ a ។ នៅពេលដែលគេបន្ថែមកម្លាំងប្រតិកម្មទៅលើបន្ទុកលើតំណ នោះគេទទួលបានការដាក់បន្ទុកដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៦.២២ b ។ កម្លាំងសង្កត់អតិបរមាតាមអ័ក្សនឹងកើតមាននៅក្នុងអង្គត់ DE (នឹងនៅក្នុងអង្គត់ដែលនៅក្បែរ ដែលនៅខាងស្តាំអ័ក្សរបស់ល្វែង) និងអាចត្រូវបានរកដោយពិចារណាលំនឹងរបស់អង្គសេរីរបស់ផ្នែករបស់ truss ដែលនៅខាងឆ្វេងមុខកាត់ *a-a*៖

$$\sum M_I = (19.2-2.4)(30) - 4.8(10+20) + F_{DE}(4) = 0$$

$F_{DE} = -90 kips$ (រងការសង្កត់)

គណនាមុខកាត់សម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្ស $90 kips$ និងម៉ូម៉ង់ពត់ $3.0\, ft - kips$

Table 3-2 in Part 3 of the Manual មិនបានផ្តល់ឱ្យសម្រាប់ structural tee ។ គេអាចប្រើ Yura's method (Yura, 1988) ដែលបានបង្កើតឡើងសម្រាប់អង្គត់ I- និង H-shape ។ គេត្រូវការរូបរាងតូច ពីព្រោះបន្ទុកតាមអ័ក្សតូច ហើយម៉ូម៉ង់ក៏តូចបើធៀបនឹងបន្ទុកតាមអ័ក្ស ។ ប្រសិនបើគេប្រើ tee ដែលមានកម្ពស់ 6in.

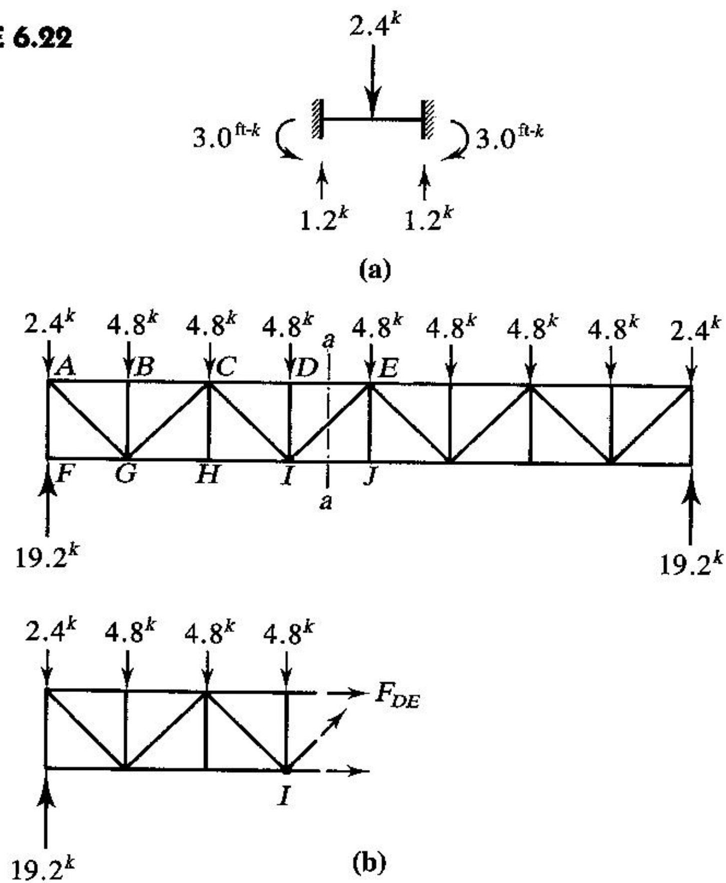
$$P_{equiv} = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b} = 90 + \frac{2(3)(12)}{6} + 0 = 102 kips$$

ពី column load table ជាមួយនឹង $K_xL = 10\, ft$ និង $K_yL = 5\, ft$, សាកល្បង $WT6 \times 17.5$ ($\phi_c P_n = 124 kips$) ។ ម៉ូម៉ង់ពត់គឺធៀបនឹងអ័ក្ស x ហើយអង្គត់ត្រូវបានពង្រឹងប្រឆាំងនឹង sidesway៖

$M_{nt} = 3.0\, ft - kips$, $M_{lt} = 0$

ដោយសារមានកម្លាំងខាងមានអំពើលើអង្គត់ ហើយចុងត្រូវបានទប់នោះ $C_m = 0.85$ (Commentary approach មិនត្រូវបានប្រើនៅទីនេះទេ) ។ គណនា B_1 ៖

$$\frac{KL}{r} = \frac{K_xL}{r_x} = \frac{10(12)}{1.76} = 68.18$$



$$P_{e1}=\frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2}=\frac{\pi^2(29000)(5.17)}{(68.18)^2}=318.3kips$$

$$B_1=\frac{C_m}{1-(P_1/P_{e1})}=\frac{0.85}{1-(90/318.3)}=1.185$$

ម៉ូម៉ង់បន្ថែមគឺ

$$M_u=B_1M_{nt}+B_2M_{lt}=1.185(3.0)+0=3.555\,ft-kips$$

ប្រសិនបើមុខកាត់ត្រូវបានចាត់ថ្នាក់ជា slender នោះ nominal moment strength របស់ structural tee នឹងឈរលើ local buckling តែប្រសិនបើមិនដូច្នោះទេ វានឹងឈរលើ lateral-torsional buckling (មើល AISC Equation F1.2c និង ផ្នែក ៥.១៤ ក្នុងសៀវភៅនេះ) ។ សម្រាប់ស្លាប

$$\lambda=\frac{b_f}{2t_f}=\frac{6.560}{2(0.520)}=6.308$$

$$\lambda_r=\frac{95}{\sqrt{F_y}}=\frac{95}{\sqrt{36}}=15.83>\lambda$$

សម្រាប់ទ្រនុង

$$\lambda = \frac{d}{t_w} = \frac{6.25}{0.300} = 20.83$$

$$\lambda_r = \frac{127}{\sqrt{F_y}} = \frac{127}{\sqrt{26}} = 21.17 > \lambda$$

ដោយសារ $\lambda < \lambda_r$ *សម្រាប់ទាំងស្លាប និងទ្រនុង រូបរាងមិនមែនជា slender ទេ ហើយ lateral-torsional buckling លុប ។ ពី AISC Equation F1-15,*

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_yGJ}}{L_b}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right) \qquad \text{(AISC Equation F1-15)}$$

$$\le 1.5M_y \quad \text{សម្រាប់ជើង ឬតួខ្លួនរងការទាញ}$$

$$\le 1.0M_y \quad \text{សម្រាប់ជើង ឬតួខ្លួនរងការសង្កត់}$$

ពី AISC Eqution F1-16,

$$B = \pm 2.3(d/L_b)\sqrt{I_y/J} = \pm 2.3\left[\frac{6.25}{5(12)}\right]\sqrt{\frac{12.2}{0.369}} = \pm 1.378$$

ហើយ nominal strength ពី AISC Equation F1-15 គឺ

$$M_n = \frac{\pi\sqrt{29000(12.2)(11200)(0.369)}}{5(12)}\left(\pm 1.378 + \sqrt{1+(1.378)^2}\right)$$

$$= 2002(\pm 1.378 + 1.703) = 6168 in.-kips \quad \text{ឬ} \quad 650.5 in.-kips$$

តម្លៃវិជ្ជមានរបស់ B ត្រូវគ្នានឹងកម្លាំងទាញនៅក្នុងតួខ្លួនរបស់ tee ហើយសញ្ញាអវិជ្ជមានត្រូវបានប្រើដើម្បីទទួលរេស៊ីស្តង់នៅពេលតួខ្លួនរងកម្លាំងសង្កត់ ។ សម្រាប់ការដាក់បន្ទុកនៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ ម៉ូម៉ង់អតិបរមាកើតមាននៅទាំងចុងបង្កប់ និងកណ្តាលល្វែង ដូចនេះរេស៊ីស្តង់ត្រូវបានគ្រប់គ្រងដោយកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងតួខ្លួន ហើយ

$$M_n = 650.5 in.-kips = 54.12\, ft-kips$$

ប្រឈមនឹងតម្លៃអតិបរមានៃ

$$1.0M_y = 1.0F_yS_x = \frac{1.0(36)(3.23)}{12} = 9.690\, ft-kips < 54.21\, ft-kips$$

ដូចនេះប្រើ $M_n = 9.690\, ft-kips$

$$\phi_b M_n = 0.90(9.690) = 8.721\, ft-kips$$

កំណត់រក្សូបមន្តអន្តរកម្មដែលត្រូវប្រើ

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{90}{124} = 0.7258 > 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1a:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)=0.7258+\frac{8}{9}\left(\frac{3.555}{8.721}+0\right)$$

$$=1.09>1.0 \quad (N.G)$$

នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ ម៉ូម៉ង់ពត់មានតម្លៃតូច ហើយដូចគ្នាសម្រាប់ bending strength ដូចនេះហើយធ្វើឱ្យតួម៉ូម៉ង់ពត់របស់រូបមន្តអន្តរកម្មមានតម្លៃធំ ។ ក្នុងការជ្រើសរើសមុខកាត់ដែលសមស្រប អ្នកគណនាត្រូវដឹងច្បាស់ថា bending strength និង axial compressive strength មានតម្លៃធំ ។ រូបរាងបន្ទាប់នៅក្នុង column load tables គឺ $WT6\times 20$ ជាមួយនឹង axial compressive strength 133kips ។ តាមការអង្កេតនៅលើ dimensions and peoperties tables បង្ហាញថាយើងកំពុងបញ្ចូលក្រុមរូបរាងដែលមានអ័ក្ស x ជាអ័ក្សខ្សោយ ។ ដូចនេះការពត់របស់យើងឥឡូវនេះគឺធៀបនឹងអ័ក្សខ្សោយ ហើយវាគ្មានស្ថានភាពកំណត់ lateral-torsional buckling ។ លើសពីនេះ ប្រសិនបើរូបរាង slender នោះ nominal strength នឹងឈរលើ yielding ហើយស្មើនឹង plastic moment capacity ដែលត្រូវនឹងដែលខ្ពស់បំផុតត្រឹម $1.5M_y$ ។

ដូចនេះសាកល្បង $WT6\times 20$ ($\phi_c P_n = 133kips$) ។ ដំបូង គណនា B_1 :

$$\frac{KL}{r}=\frac{K_x L}{r_x}=\frac{10(12)}{1.57}=76.43$$

$$P_{e1}=\frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2}=\frac{\pi^2(29000)(5.89)}{(76.43)^2}=288.6kips$$

$$B_1=\frac{C_m}{1-(P_1/P_{e1})}=\frac{0.85}{1-(90/288.6)}=1.235$$

ម៉ូម៉ង់បន្ថែមគឺ

$$M_u=B_1 M_{nt}=1.235(3.0)=3.705\ ft-kips$$

ត្រួតពិនិត្យ slenderness parameters ។ សម្រាប់ស្លាប

$$\lambda=\frac{b_f}{2t_f}=\frac{8.005}{2(0.515)}=7.772<\lambda_r=15.83$$

សម្រាប់ទ្រនុង $\lambda=\frac{d}{t_w}=\frac{5.970}{0.295}=20.2<\lambda_r=21.17$

ដោយសារការពត់ធៀបនឹងអ័ក្សខ្សោយ

$$M_n=M_p=Z_x F_y=\frac{5.30(36)}{12}=15.9\ ft-kips$$

ប្រឈមនឹងតម្លៃអតិបរមានៃ

$$1.5M_y = 1.5F_yS_x = \frac{1.5(36)(2.95)}{12} = 13.28\ ft-kips$$

ដោយសារតែ $M_p > 1.5M_y$

$$\phi_bM_n = \phi_b(1.5M_y) = 0.90(13.28) = 11.95\ ft-kips$$

កំណត់រកូបមន្តអន្តរកម្មដែលត្រូវប្រើ

$$\frac{P_u}{\phi_cP_n} = \frac{90}{133} = 0.6767 > 0.2$$

ដូចនេះប្រើ AISC Equation H1-1a:

$$\frac{P_u}{\phi_cP_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_bM_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_bM_{ny}}\right) = 0.6767 + \frac{8}{9}\left(\frac{3.705}{11.95} + 0\right) = 0.952 < 1.0 \qquad (OK)$$

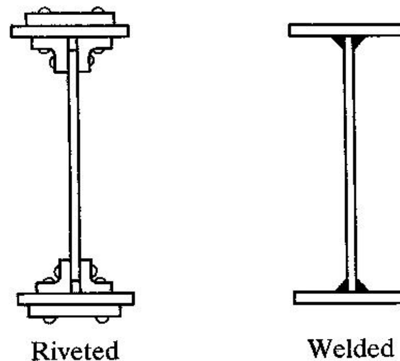
ចម្លើយ: *ប្រើ* $WT6 \times 20$ ។

VII. តំណសាមញ្ញ
Simple Connections

៧.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

ការតភ្ជាប់របស់គ្រឿងបង្គុំដែកជាផ្នែកមួយដែលមានសារៈសំខាន់បំផុត។ ការតភ្ជាប់ដែលមិនមានលក្ខណៈមិនគ្រប់គ្រាន់ ដែលគេអាចឱ្យឈ្មោះថា “weak link” នៅក្នុងគ្រឿងបង្គុំ អាចបង្កើតនូវការបាក់ជាច្រើនករណី។ ការបាក់របស់អង្គត់គ្រឿងបង្គុំគឺកម្រនឹងកើតឡើងណាស់ ការបាក់របស់រចនាសម្ព័ន្ធភាគច្រើនគឺបណ្តាលមកពីការ គណនាការតភ្ជាប់ និងការលំអិតការតភ្ជាប់។ បញ្ហានេះបណ្តាលមកពីការទទួលខុសត្រូវក្នុងការគណនាការតភ្ជាប់។ ក្នុងករណីខ្លះ ការតភ្ជាប់មិនត្រូវបានគណនាដោយវិស្វករដែលគណនាអង្គត់របស់គ្រឿងបង្គុំទេ តែវាត្រូវបានផ្តល់ឱ្យដោយផលិតករដែលផ្គត់ផ្គង់សម្ភារៈសម្រាប់គំរោងទៅវិញ។ ប៉ុន្តែវិស្វករគ្រឿងបង្គុំដែលផលិតប្លង់គណនា ជាអ្នកទទួលខុសត្រូវក្នុងការគណនាទាំងអស់រួមទាំងការតភ្ជាប់។ ក្នុងករណីដែលតំណត្រូវបានគណនាដោយវិស្វករផ្សេងទៀត ផ្សេងពីវិស្វករដែលគណនាអង្គត់គ្រឿងបង្គុំ ដូចនេះគេត្រូវការវិស្វករដែលមានជំនាញច្បាស់លាស់ក្នុងការគណនាការតភ្ជាប់។

FIGURE 7.1

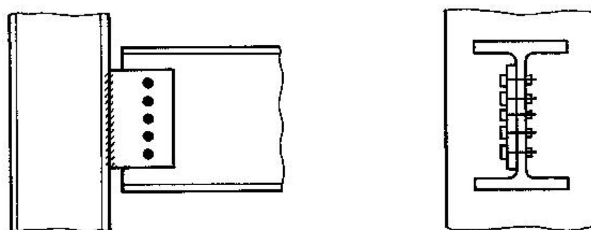


គ្រឿងបង្គុំដែកទំនើបត្រូវបានតភ្ជាប់ដោយការផ្សារ និងដោយប៊ូឡុង (រេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ ឬធម្មតា) ឬដោយបន្សំនៃការតភ្ជាប់ទាំងពីរ។ ពីពេលមុន ការតភ្ជាប់ធ្វើឡើងដោយការផ្សារ ឬដោយរីវេ។ នៅក្នុងឆ្នាំ ១៩៤៧ Research Council of Riveted and Bolted Structural Joints ត្រូវបានបង្កើតឡើង ហើយ Specification ដំបូងរបស់វាត្រូវបានចេញផ្សាយនៅក្នុងឆ្នាំ ១៩៥១។ ឯកសារនេះបានអនុញ្ញាតឱ្យជំនួស ដោយប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់សម្រាប់រីវេ។ តាំងពីពេលនោះមក ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ទទួលបានប្រជាប្រិយភាពយ៉ាងលឿន ហើយគេក៏ងាកមកប្រើប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់នៅក្នុងសំណង់ស៊ីវិលវិញ។ គេមានមូលហេតុជាច្រើនក្នុងការផ្លាស់ប្តូរនេះ។ កម្មករពីនាក់ដែលគ្មានជំនាញអាចដំឡើងប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់បាន ចំណែកការដំឡើងរីវេវិញ គេត្រូវការកម្មករ

ដែលមានជំនាញដល់ទៅបួននាក់។ លើសពីនេះទៀត វាផ្តល់នូវសម្លេង និងគ្រោះថ្នាក់តិចតួចក្នុងប្រតិបត្តការណ៍តភ្ជាប់រីវេ ដោយសារការផ្តល់កំដៅក្នុងការដំឡើងរីវេ។ ប៉ុន្តែការតភ្ជាប់ដោយរីវេក៏នៅតែមានរៀបរាប់នៅក្នុង AISC Specfication និង Manual of steel construction ដោយសារតែសំណង់ចាស់ៗប្រើតំណរីវេ ដូចនេះការយល់ដឹងពីការប្រព្រឹត្តទៅរបស់វាមានសារៈសំខាន់ណាស់សម្រាប់ការវាយតម្លៃរេស៊ីស្តង់ និងការជួសជុលនូវសំណង់ទាំងនោះ។ ការគណនា និងការវិភាគតំណរីវេមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹងតំណប៊ូឡុងធម្មតាដែរ តែវាខុសគ្នាត្រង់លក្ខណៈសម្ភារៈតែប៉ុណ្ណោះ។

តំណផ្សារមានអត្ថប្រយោជន៍ច្រើនជាងតំណប៊ូឡុង។ ការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារមានលក្ខណៈសាមញ្ញ និងត្រូវការរន្ធតិចជាងតំណប៊ូឡុង។ ការតភ្ជាប់ដែលមានលក្ខណៈស្មុគស្មាញជាមួយនឹងគ្រឿងភ្ជាប់អាចមានលក្ខណៈងាយស្រួលជាមួយនឹងការផ្សារ ដូចករណីក្នុងរូបទី ៧.១។ មុនពេលដែលការផ្សារមានលក្ខណៈពេញនិយម ការដំឡើងរូបរាង built-up ប្រភេទនេះត្រូវបានផលិតដោយរីវេ។ ដើម្បីភ្ជាប់បន្ទះដែកស្លាបទៅនឹងបន្ទះដែកទ្រនុងដែកកែង (angle shape) ត្រូវបានប្រើដើម្បីបំលែងបន្ទុកចន្លោះធាតុទាំងពីរ។ ប្រសិនបើគេបន្ថែមបន្ទះដែកពីលើមួយទៀត នោះផលិតផលសំរេចនឹងមានលក្ខណៈកាន់តែស្មុគស្មាញ។ ប៉ុន្តែការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារមានលក្ខណៈងាយស្រួលជាង។ ប៉ុន្តែសម្រាប់តំណផ្សារ គេត្រូវការកម្មករជំនាញខាងផ្សារ ហើយវាពិបាកក្នុងការអង្កេត និងចំណាយប្រាក់ច្រើន។ តែគុណវិបត្តិនេះគេអាចដោះស្រាយបានដោយការផ្សារនៅក្នុងរោងជាងជំនួសឱ្យការផ្សារនៅការដ្ឋាននៅគ្រប់ពេលដែលអាចធ្វើទៅបាន។ នៅពេលដែលការតភ្ជាប់ធ្វើឡើងដោយបន្សំនៃការផ្សារ និងប៊ូឡុង នោះគេច្រើនផ្សារនៅរោងជាង ហើយចាប់ប៊ូឡុងនៅការដ្ឋាន។ សម្រាប់ single-plate beam-to-column connectioction ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២ បន្ទះដែកត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបរបស់សសរនៅរោងជាង ហើយចាប់ប៊ូឡុងជាមួយនឹងទ្រនុងរបស់ធ្នឹមនៅការដ្ឋាន។

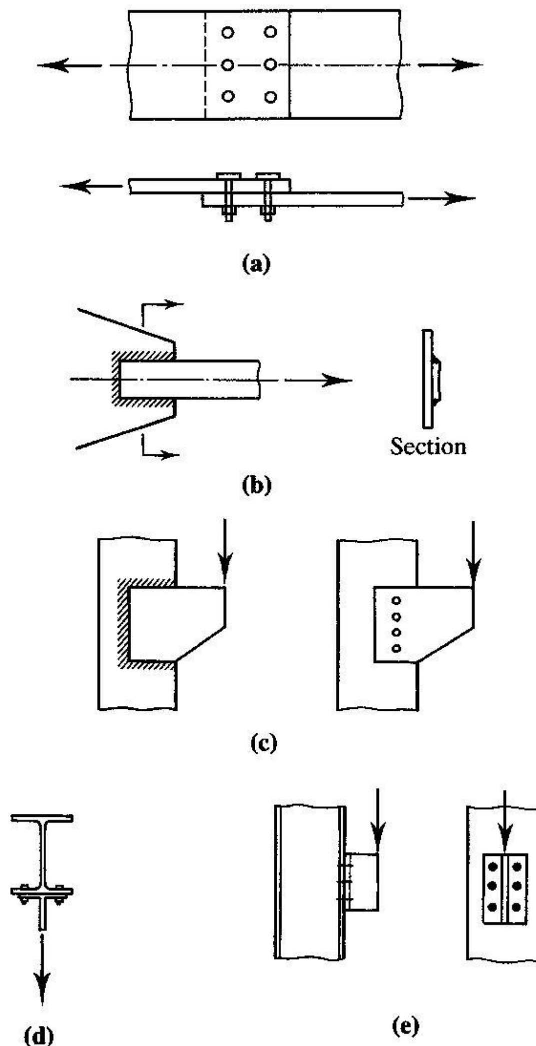
FIGURE 7.2



ដើម្បីពិចារណាពីការប្រព្រឹត្តទៅនៃប្រភេទផ្សេងៗរបស់តំណ គេត្រូវបែងចែកវាទៅតាមប្រភេទនៃការដាក់បន្ទុក។ រូបទី ៧.៣ a បង្ហាញពី tension member lap splice ដែលមានគ្រឿងភ្ជាប់រងនូវកម្លាំងកាត់។ ដូចគ្នា តំណផ្សារនៅក្នុងរូបទី ៧.៣ b ត្រូវទប់ទល់នឹងកម្លាំងកាត់ទទឹង។ តំណរបស់ bracket ទៅនឹងស្លាបសសរ

ដូចក្នុងរូបទី ៧.៣ c ដោយការផ្សារ ឬដោយប៊ូឡុង ធ្វើឱ្យគ្រឿងភ្ជាប់ ឬទឹកបន្ទាររងនូវកម្លាំងកាត់នៅពេលដែលបន្ទុកអនុវត្តមកលើវា។ តំណឭរដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣ d ដាក់ឱ្យគ្រឿងភ្ជាប់រងកម្លាំងទាញ។ ការតភ្ជាប់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣ e បង្កើតទាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង និងកម្លាំងទាញនៅក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់ជួរខាងលើ។ រេស៊ីស្តង់របស់គ្រឿងភ្ជាប់គឺអាស្រ័យលើថាតើវារងនូវកម្លាំងកាត់ ឬកម្លាំងទាញ ឬក៏កម្លាំងទាំងពីរ។ ការផ្សារមានកម្លាំងខ្សោយសម្រាប់កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ ហើយជាទូទៅវាត្រូវបានសន្មត់ថាដាច់ដោយកម្លាំងកាត់ដោយមិនគិតពីទិសដៅនៃការដាក់បន្ទុក។

FIGURE 7.3



នៅពេលដែលកម្លាំងក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់មួយ ឬកម្លាំងក្នុងមួយឯកតាប្រវែងរបស់ទឹកបន្ទារត្រូវបានកំណត់ វាជារឿងមួយដែលងាយស្រួលក្នុងការកំណត់ភាពគ្រប់គ្រាន់របស់តំណ។ ការកំណត់នេះឈរលើគោលការណ៍នៃ

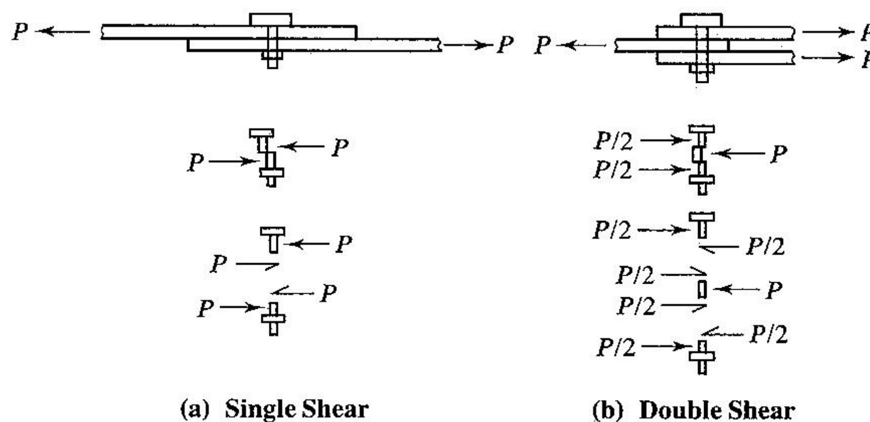
ការតភ្ជាប់ចំបងពីរ។ ប្រសិនបើខ្សែសកម្មរបស់កម្លាំងផ្ទុបដែលត្រូវទប់ទល់កាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់តំណ នោះផ្នែកនីមួយៗរបស់តំណត្រូវបានសន្មត់ថាទប់ទល់នឹងបន្ទុកដែលបែងចែកស្មើ ហើយតំណបែបនេះត្រូវបានគេឱ្យឈ្មោះថា តំណសាមញ្ញ។ នៅក្នុងតំណបែបនេះ (ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣ a និង b) គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗនិងប្រវែងឯកត្តរបស់ទឹកបន្សារនឹងទប់ទល់នូវកម្លាំងស្មើគ្នា[*]។ បន្ទាប់មកគេអាចរកលទ្ធភាពទប់ទល់បន្ទុករបស់តំណដោយគុណលទ្ធភាពទប់ទល់កម្លាំងរបស់គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ ឬប្រវែងឯកត្តារបស់ទឹកបន្សារ ជាមួយនឹងចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់សរុប ឬប្រវែងសរុបរបស់ទឹកបន្សារ។ ការតភ្ជាប់នៃកម្លាំងចាកផ្ចិត ត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូកទី ៨ ដែលខ្សែសកម្មរបស់បន្ទុកមិនធ្វើអំពើកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់តំណ។ ការតភ្ជាប់នៅក្នុងរូបទី ៧.៣ d និង e ជាប្រភេទនៃតំណនេះ។ ក្នុងករណីនេះបន្ទុកត្រូវបានទប់ទល់ស្មើគ្នាដោយគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ ឬប្រវែងឯកត្តារបស់ទឹកបន្សារទេ ហើយការកំណត់នៃការបែងចែកបន្ទុកគឺជាកត្តាដ៏ស្មុគស្មាញក្នុងការគណនានៃប្រភេទតំណនេះ។

AISC Specification រៀបរាប់ពីការតភ្ជាប់ដែលរួមមាន ប៊ូឡុង រីវេ និង ការផ្សារនៅក្នុង Chapter J, "Connections, Joints and Fasteners"។ តែនៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងមិនបានពិចារណាពីតំណរីវេទេ។

៧.២. Bolted Shear Connections: Failure Mode

មុននឹងពិចារណាពីរេស៊ីស្តង់ជាក់លាក់របស់ប៊ូឡុង យើងត្រូវពិចារណាពីរបៀបនៃការដាច់ដែលអាចកើតមាននៅលើតំណដែលមានគ្រឿងភ្ជាប់រងកម្លាំងកាត់ទទឹង។ គេមានរបៀបនៃការដាច់ធំពីរៈ ការដាច់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ និងការដាច់របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់។ ពិចារណា lap joint ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤ a។ ការដាច់របស់គ្រឿងភ្ជាប់អាចត្រូវបានសន្មត់ថានឹងកើតឡើងដូចដែលបានបង្ហាញ។ កម្លាំងកាត់ទទឹងមធ្យមនៅក្នុងករណីនេះគឺ

FIGURE 7.4



(a) Single Shear (b) Double Shear

[*] ជាក់ស្តែងវាមានចំណាកផ្ចិតតូចនៅក្នុងតំណទាំងពីរនេះ តែវាត្រូវបានចោល

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi d^2 / 4}$$

ដែល P ជាបន្ទុកដែលមានអំពើលើគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ A ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ និង d ជាអង្កត់ផ្ចិតរបស់វា។ នោះបន្ទុកនេះអាចសរសេរជា

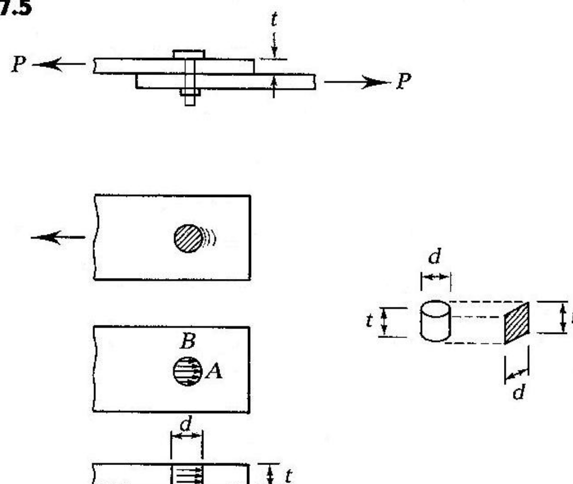
$$P = f_v A$$

ទោះបីជាការដាក់បន្ទុកក្នុងករណីនេះមិនចំចំណុចល្អក៏ដោយ ក៏ចំណាកផ្ចិតមានតម្លៃតូចដែលអាចចោលបាន។ ការតនៅក្នុងរូបទី ៧.៤ b មានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នា តែការវិភាគដ្យាក្រាមអង្គសេរីរបស់គ្រឿងភ្ជាប់បង្ហាញថាមុខកាត់នីមួយៗរងតែពាក់កណ្តាលបន្ទុកសរុប ឬគេអាចនិយាយថាមុខកាត់ទាំងពីរទប់ទល់នូវកម្លាំងសរុប។ ក្នុងករណីនេះកម្លាំង $P = 2 f_v A$ ហើយបន្ទុកនេះត្រូវបានគេហៅថា double shear ។ ការបន្ថែមបន្ទះនៅក្នុងការតនឹងបង្កើនចំនួនប្លង់កាត់ ហើយវានឹងកាត់បន្ថយកម្លាំងនៅក្នុងប្លង់នីមួយៗ។ ប៉ុន្តែ វានឹងបង្កើនប្រវែងរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ហើយវានឹងរងកុងត្រាំងពត់។

របៀបនៃកាដាច់មួយទៀតសម្រាប់ shear connection ពាក់ព័ន្ធនឹងការដាច់របស់ផ្នែកដែលត្រូវបានភ្ជាប់ ហើយជាទូទៅវាត្រូវបានបែងចែកជាពីរផ្នែកៈ

1. ការដាច់ដែលបណ្តាលពី ការទាញ កម្លាំងកាត់ ឬម៉ូម៉ង់ពត់ធំនៅក្នុងផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់។ ប្រសិនបើអង្គត់រងការទាញត្រូវបានតភ្ជាប់ កម្លាំងទាញលើ gross area និង effective net area ត្រូវបានអង្កេត។ អាស្រ័យនឹងរូបរាងនៃការតភ្ជាប់ block shear ក៏ត្រូវបានពិចារណា។ គេក៏ត្រូវត្រួតពិនិត្យ block shear នៅក្នុងការតភ្ជាប់ beam-to-column (ដែលមានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូកទី ៣ និងទី៥ ហើយវាក៏ត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង AISC J4.3)។ អាស្រ័យនឹងប្រភេទនៃការតភ្ជាប់ និងការដាក់បន្ទុក រាល់ការតភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate និង framing angle ទាមទារនូវការវិភាគសម្រាប់ កុងត្រាំងកាត់ កុងត្រាំងទាញ កុងត្រាំងពត់ និង block shear ។ ការគណនាការតភ្ជាប់របស់អង្គត់រងការទាញត្រូវបានធ្វើឡើងស្របគ្នាជាមួយនឹងការគណនាអង្គត់រងការទាញពីព្រោះដំណើរការទាំងពីរនេះទាក់ទងគ្នាទៅវិញទៅមក។

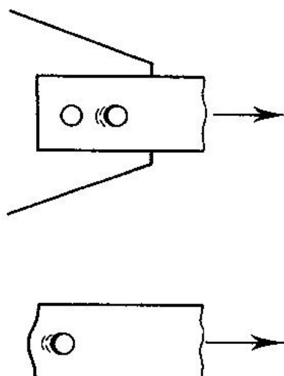
2. ការដាច់របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដោយសារ bearing ដែលបង្កើតឡើងដោយគ្រឿងភ្ជាប់។ ប្រសិនបើប្រហោងមានទំហំធំជាងគ្រឿងភ្ជាប់បន្តិចបន្តួច ហើយគ្រឿងភ្ជាប់ត្រូវបានសន្មត់ថាត្រូវបានដាក់យ៉ាងណែននៅក្នុងប្រហោង ផ្ទៃប៉ះរវាងគ្រឿងភ្ជាប់ និងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់នឹងកើតមានច្រើនជាងពាក់កណ្តាលនៃបរិមាត្ររបស់គ្រឿងភ្ជាប់នៅពេលដែលបន្ទុកអនុវត្ត។ ករណីនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៥។ កុងត្រាំងនឹងប្រែប្រួលពីអតិបរមានៅត្រង់ A ទៅសូន្យនៅត្រង់ B ។ ដើម្បីងាយស្រួល គេប្រើកុងត្រាំងមធ្យមដែលត្រូវបានគណនាដោយចែកកម្លាំងនឹងផ្ទៃប្រយោលប៉ះ។



ដូចនេះ bearing stees ត្រូវបានគណនាដោយ $f_p = P/(dt)$ ដែល P ជាកម្លាំងដែលអនុវត្តមកលើគ្រឿងភ្ជាប់, d ជាអង្កត់ផ្ចិតគ្រឿងភ្ជាប់ និង t ជាកម្រាស់របស់ផ្នែកដែលរងនូវ bearing ។ ដូចនេះ bearing load គឺ

$$P = f_p dt$$

ការគណនា bearing អាចមានលក្ខណៈស្មុគស្មាញដោយសារវត្តមានរបស់ប៊ូឡុងដែលនៅក្បែរ ឬដោយសារចម្ងាយពីរន្ធទៅជ្រុងគែមក្នុងទិសដៅរបស់បន្ទុកមានចម្ងាយខ្លី ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៦ ។ គំលាតរវាងប៊ូឡុង និងចម្ងាយពីរន្ធទៅជ្រុងគែមមានឥទ្ធិពលលើ bearing strength ។



៧.៣. Bearing Strength, Spacing and Edge-distance Requirements

Bearing strength មិនទាក់ទងនឹងប្រភេទរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ទេ ពីព្រោះកុងត្រាំងដែលត្រូវពិចារណាស្ថិតនៅលើផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ មិនមែននៅលើគ្រឿងភ្ជាប់ទេ ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ bearing strength ក៏ដូចជាង

តម្រូវការគំលាត និង edge-distance ក៏មិនទាក់ទងនឹងប្រភេទគ្រឿងភ្ជាប់ដែរ ហើយវាត្រូវបានពិចារណាមុនកុងត្រាំងកាត់ក្នុងប៊ូឡុង និងរេស៊ីស្តង់ទាញ ។

ការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Specification សម្រាប់ bearing strength ក៏ដូចជាតម្រូវការផ្សេងៗសម្រាប់ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ គឺឈរលើការផ្តល់ឱ្យរបស់ specification of the Research Council on Structural Connections of the Engineering Foundation (RCSC, 1994) ។ ការបោះពុម្ពផ្សាយថ្មីៗរបស់ឯកសារនេះមិនទាន់ជាផ្នែករបស់ AISC Specification (AISC, 199a) តែវាត្រូវបានប្រើនៅក្នុងសៀវភៅនេះ ដរាបណាមានលក្ខណៈមិនត្រូវគ្នា គេនឹងប្រើការផ្តល់ឱ្យដោយ AISC ។ នៅពេលសមីការនៅក្នុង RSCS Specification ត្រូវបានបង្ហាញលេខសមីការមកពីឯកសារនោះនឹងត្រូវបានប្រើ (ឧទាហរណ៍, RCSC Equation LRFD 4.3) ។ ការរៀបរាប់ខាងក្រោម ដែលឈរលើ Commentary ដែលណែនាំដោយ RCSC Specification នឹងពន្យល់ពីគោលករណ៏របស់សមីការ RCSC សម្រាប់ bearing strength ។

របៀបដាច់ដែលអាចកើតមានដែលបានពី bearing ធំ គឺកម្លាំងកាត់រហែក (shear tear-out) នៅខាងចុងរបស់ធាតុដែលត្រូវតភ្ជាប់ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៧ a ។ ប្រសិនបើផ្ទៃដាច់មានលក្ខណៈល្អដូចរូបទី ៧.៧ b, failure load នៅលើផ្ទៃមួយនៃផ្ទៃទាំងពីរស្មើនឹង shear fracture stress គុណនឹងក្រឡាផ្ទៃកាត់ ឬ

$$\frac{R_n}{2} = 0.6 F_u L_c t$$

ដែល $0.6F_u =$ shear fracture strees របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់

$L_c =$ ចម្ងាយពីជ្រុងគែមរបស់ប្រហោងទៅចុងរបស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់

$t =$ កម្រាស់របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់

រេស៊ីស្តង់សរុបគឺ

$$R_n = 2(0.6 F_u L_c t) = 1.2 F_u L_c t \quad (7.1)$$

កម្លាំងកាត់ tear-out នេះកើតមាននៅខាងចុងរបស់ផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់ ដូចដែលបង្ហាញ ឬនៅចន្លោះរន្ធពីរក្នុងទិសដៅនៃ bearing load ។ ដើម្បីការពារសាច់លូតធំរបស់ប្រហោង គេត្រូវកំណត់ដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុតរបស់ bearing load ដែលឱ្យដោយសមីការ 7.1។ ដែកកំណត់នេះសមាមាត្រទៅនឹង fracture stress គុណនឹង bearing area ឬ

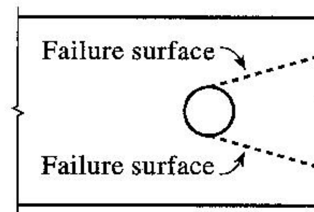
$$R_n = C \times F_u \times \text{bearing area} = C F_u d t \quad (7.2)$$

ដែល $C =$ តម្លៃថេរ

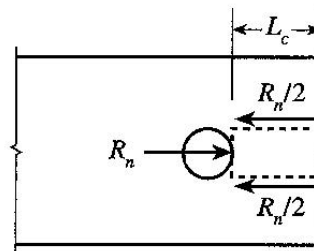
$d =$ អង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង

$t=$ អង្កត់របស់ផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់

FIGURE 7.7



(a)



(b)

RCSC Specification ប្រើសមីការ 7.1 សម្រាប់ bearing strength ប្រឈមទឹងដែនកំណត់ដែលឱ្យដោយសមីការ 7.2។ ប្រសិនបើគេមិនគិតកំហូចទ្រង់ទ្រាយ តម្លៃថេរ C អាចយកស្មើនឹង 3.0 ។ ប្រសិនបើកំហូចទ្រង់ទ្រាយធំត្រូវបានគិត C អាចយកស្មើនឹង 2.4 ហើយជាទូទៅវាជាតម្លៃដែលគេយកមកប្រើ ។ តម្លៃនេះត្រូវគ្នានឹងសាច់លូតរបស់ប្រហោងប្រហែល $1/4in.=6mm$ (RCSC, 1994)។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងពិចារណាកំហូចទ្រង់ទ្រាយសម្រាប់ការគណនា។ RCSC bearing strength សម្រាប់ប៊ូឡុងទោលអាចត្រូវបានសំដែងជា ϕR_n ដែល

$$\phi=0.75$$

និង $$R_n=1.2L_ctF_u\le 2.4dtF_u \quad \text{(RCSC Equation LRFD 4.3)}$$

ដែល $L_c=$ clear distance នៅក្នុងទិសស្របនឹងបន្ទុកដែលអនុវត្ត ពីចុងនៃរន្ធប៊ូឡុងទៅជ្រុងគែមរបស់រន្ធដែលនៅក្បែរ ឬទៅជ្រុងគែមរបស់សម្ភារៈ ។

$t=$ កម្រាស់របស់គ្រឿងភ្ជាប់

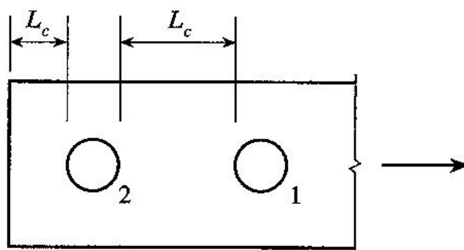
$d=$ អង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង (មិនមែនអង្កត់ផ្ចិតរបស់ប្រហោងទេ)

$F_u=$ ultimate tensile stress របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ (មិនមែនរបស់ប៊ូឡុង)

រូបទី ៧.៨ បង្ហាញបន្ថែមទៀតពីចម្ងាយ L_c ។ នៅពេលដែលគណនា bearing strength សម្រាប់ប៊ូឡុង គេត្រូវពិចារណាចម្ងាយពីប៊ូឡុងនោះទៅប៊ូឡុងដែលនៅក្បែរ ឬទៅជ្រុងគែមក្នុងទិសដៅរបស់ bearing load លើផ្នែក

ដែលត្រូវភ្ជាប់។ សម្រាប់ករណីដែលបានបង្ហាញ bearing load ស្ថិតនៅផ្នែកខាងឆ្វេងរបស់រន្ធនីមួយៗ។ ដូចនេះ រេស៊ីស្តង់សម្រាប់ប៊ូឡុង 1 ត្រូវបានគណនាជាមួយ L_c ដែលវាស់ទៅប៊ូឡុង 2 ហើយរេស៊ីស្តង់សម្រាប់ប៊ូឡុង 2 ត្រូវបានគណនាជាមួយ L_c ដែលវាស់ទៅជ្រុងគែមរបស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់។

FIGURE 7.8



RCSC Equation LRFD 4.3 មានតម្លៃសម្រាប់ standard, oversized, short-slotted and long slotted holes ជាមួយនឹង slot ដែលស្របទៅនឹងបន្ទុក។ យើងប្រើតែ standard holes នៅក្នុងសៀវភៅនេះ (ប្រហោងដែលមានអង្កត់ផ្ចិតធំជាងអង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង $1/16in. = 2mm$)។

នៅពេលដែលគណនាចម្ងាយ L_c ប្រើអង្កត់ផ្ចិតប្រហោងជាក់ស្តែង និងមិនចាំបាច់បូកបន្ថែម $2mm$ ដូចដែលត្រូវការនៅក្នុង AISC B.2 សម្រាប់គណនា net area របស់អង្កត់រងការទាញ។ ម្យ៉ាងវិញទៀត ប្រើអង្កត់ផ្ចិត $d + 1/16in. = d + 2mm$ មិនមែន $d + 1/8in. = d + 4mm$ ។ ប្រសិនបើ h បង្ហាញពីអង្កត់ផ្ចិតប្រហោងនោះ

$$h = d + 1/16in.$$

ការគណនារបស់ bearing strength ពី RCSC Equation LRFD 4.3 អាចត្រូវបានសម្រួលខ្លះដូចខាងក្រោម។ ដែនកំណត់នឹងមានប្រសិទ្ធភាពនៅពេល

$$1.2L_c tF_u = 2.4dtF_u$$

ឬ ក្រោយពេលដែលសម្រួលហើយ

$$L_c = 2d$$

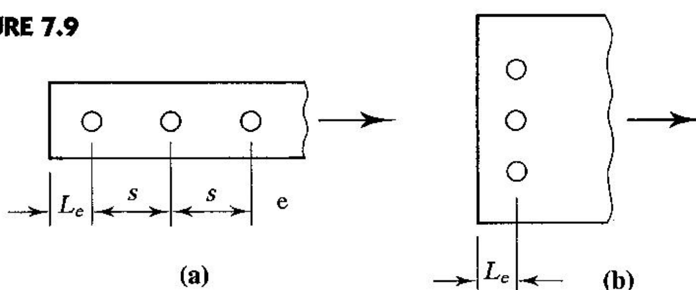
ទំនាក់ទំនងនេះអាចត្រូវបានប្រើដើម្បីគណនានៅពេលដែលដែនកំណត់ $2.4dtF_u$ លុបៈ

ប្រសិនបើ $L_c \le 2d$ ប្រើ $R_n = 1.2F_u L_c t$

ប្រសិនបើ $L_c > 2d$ ប្រើ $R_n = 1.2F_u dt$

Spacing and Edge-Distance Requirments

ដើម្បីរក្សាចន្លោះទំនេររវាងខ្មៅប៊ូឡុង និងដើម្បីផ្តល់នូវទីធ្លាគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ wrench socket AISC J3.3 តម្រូវថាគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស (center-to-center spacing) របស់គ្រឿងភ្ជាប់ (នៅគ្រប់ទិស) មិនត្រូវតូចជាង $2\frac{2}{3}d$ ហើយជាការនិយមគឺមិនត្រូវតូចជាង $3d$ ដែល d ជាអង្កត់ផ្ចិតគ្រឿងភ្ជាប់។ ចម្ងាយពីជ្រុងគែមសម្ភារៈ (គ្រប់ទិស) ដែលវាស់ពីអ័ក្សរបស់ប្រហោង ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Table3.4 ជាអនុគមន៍ទៅនឹងទំហំរបស់ប៊ូឡុង និងប្រភេទរបស់ជ្រុង (sheared, rolled or gas cut)។ គំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមដែលសំគាល់ដោយ s និង L_e ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៩។



Summary fo Bearing Strength, Spacing and Edge-Distance Requirements (standard hole)

a. Bearing strength:

$\phi R_n = 0.75(1.2L_c tF_u) \le 0.75(2.4dtF_u)$ (RCSC Equation LRFD 4.3)

ឬ យើងអាចសរសេរម្យ៉ាងទៀត

ប្រសិនបើ $L_c \le 2d$, $\phi R_n = 0.75(1.2L_c tF_u)$

ប្រសិនបើ $L_c > 2d$, $\phi R_n = 0.75(2.4dtF_u)$

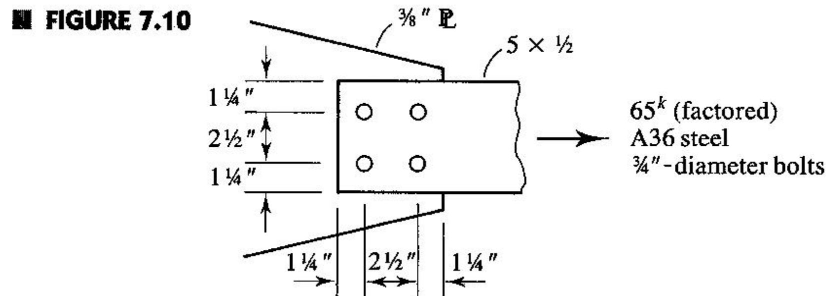
b. គំលាត និងសំងាយទៅជ្រុងគែមអប្បបរមាៈ សម្រាប់គ្រប់ទិស ទាំងស្របនឹងខ្សែសកម្ម និងកែងនឹងខ្សែសកម្ម

$s \ge 2\frac{2}{3}d$ (ជាការពេញនិយម $3d$)

$L_e \ge$ តម្លៃពី AISC J3.4

សម្រាប់ single- និង double-angle shapes ជាទូទៅ gage distances ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Part 9 of the Manual, Volume II (មើលផ្នែក ៣.៦)ដែលអាចប្រើជំនួសឱ្យតម្លៃអប្បបរមា។

ឧទាហរណ៍ ៧.១: ត្រួតពិនិត្យ គំលាតប៊ូឡុង និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមសម្រាប់ការតភ្ជាប់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១០ ។



ដំណោះស្រាយ: ពី AISC J3.3, គំលាតអប្បបរមាសម្រាប់គ្រប់ទិសទាំងអស់គឺ

$$2\tfrac{2}{3}d = 2.667\left(\frac{3}{4}\right) = 2in.$$

គំលាតជាក់ស្តែង $= 2.5in. > 2in.$ (OK)

ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមអប្បបរមាសម្រាប់គ្រប់ទិសទាំងអស់ដែលទទួលពី AISC Table J3.4 ។ ប្រសិនបើយើងសន្មត់ sheared edges (ករណីដែលអាក្រក់ជាងគេ) នោះចម្ងាយទៅជ្រុងគែមអប្បបរមាគឺ $1\tfrac{1}{4}in.$ ដូចនេះ

ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមជាក់ស្តែង $= 1\frac{1}{4}in.$ (OK)

ដើម្បីគណនា bearing strength ប្រើអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \frac{13}{16}in.$$

ត្រួតពិនិត្យ bearing ទាំងលើអង្កត់រងការទាញ និង gusset plate ។ សម្រាប់អង្កត់រងការទាញ និងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមរបស់អង្កត់ជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.25 - \frac{13/16}{2} = 0.8438in.$$

$$\phi R_n = \phi(1.2L_c t F_u) \ge \phi(2.4dtF_u)$$

$$\phi(1.2L_c t F_u)0.75(1.2)(0.8438)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 22.02kips$$

$$\phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 39.15kips > 22.02kips$$

ដូចនេះយក $\phi R_n = 22.02kips/bolt$

សម្រាប់រន្ធផ្សេងទៀត

$$L_c = s - h = 2.5 - \frac{13}{16} = 1.688 in.$$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) \le \phi(2.4 d t F_u)$$

$$\phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.688)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 44.06 kips$$

$$\phi(2.4 d t F_u) = 39.15 kips < 44.06 kips$$

ដូចនេះយក $\phi R_n = 39.15 kips / bolt$

សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ bearing strength គឺ

$$\phi R_n = 2(22.02) + 2(39.15) = 122 kips > 65 kips \qquad \text{(OK)}$$

សម្រាប់ gusset plat និងរន្ធដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមរបស់បន្ទះជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.25 - \frac{13/16}{2} = 0.8438 in.$$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) \le \phi(2.4 d t F_u)$$

$$\phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(0.8438)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 16.52 kips$$

$$\phi(2.4 d t F_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(58)$$

$$= 29.36 kips > 16.52 kips$$

ដូចនេះយក $\phi R_n = 16.52 kips / bolt$

សម្រាប់រន្ធដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 2.5 - \frac{13}{16} = 1.688 in.$$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) \le \phi(2.4 d t F_u)$$

$$\phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.688)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 33.04 kips$$

$$\phi(2.4 d t F_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 29.36 kips < 33.04 kips$$

ដូចនេះយក $\phi R_n = 33.04 kips$

bearing strength សម្រាប់ gusset plate គឺ

$$\phi R_n = 2(16.52) + 2(29.36) = 91.8 kips$$

gusset plate មាន bearing strength តូចជាង bearing strength របស់អង្គត់ ដូចនេះ gusset plate លុប

$$\phi R_n = 91.8 kips > 65 kips \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: តម្រូវការ bearing strength, គំលាត និង ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ ។

គំលាតប៊ូឡុង និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៧.១ មានតម្លៃដូចគ្នាសម្រាប់អង្គត់រងការទាញ និង gusset plate ។ វាខុសគ្នាតែកម្រាស់ ដូចនេះ gusset plate លុប ។ សម្រាប់ករណីដូចឧទាហរណ៍នេះ គេត្រួតពិនិត្យតែគ្រឿងបង្គុំណាដែលមានកម្រាស់ស្តើងជាង ។ ប៉ុន្តែប្រសិនបើចម្ងាយទៅចុងគែមមានតម្លៃខុសគ្នា ដាច់ខាតគេត្រូវតែត្រួតពិនិត្យទាំងអង្គត់រងការទាញ និង gusset plate ។

៧.៤. ប៊ូឡុងធម្មតា (Common Bolts)

យើងចាប់ផ្តើមការរៀបរាប់ពីរេស៊ីស្តង់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ជាមួយនឹង ប៊ូឡុងធម្មតា ដែលខុសគ្នាពីប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់មិនត្រឹមតែលក្ខណៈសម្ភារៈប៉ុណ្ណោះទេ ថែមទាំងកម្លាំងរឹតបណ្តឹងប៊ូឡុងទៀតផង ។ ប៊ូឡុងធម្មតា ដែលគេស្គាល់ជា unfinished bols ត្រូវបានសំគាល់ជា ASTM A307 ។

Design shear strength របស់ A307 គឺ ϕR_n , ដែលមេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi = 0.75$ ហើយ nominal shear strength គឺ

$$R_n = F_v A_b$$

ដែល $F_v =$ ultimate shearing stress

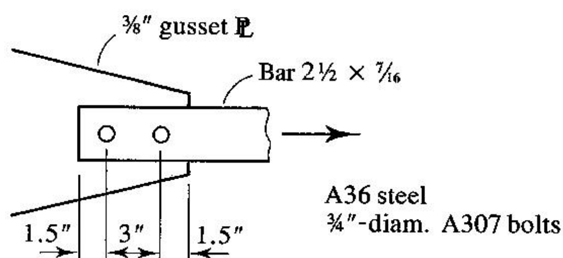
$A_b =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ផ្នែកដែលគ្មានធ្មេញរបស់ប៊ូឡុង (ដែលគេស្គាល់ជា nominal bolt area ឬ nominal body area)

Ultimate shearing stress ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Table J3.2 គឺ $24ksi = 165MPa$ ដែលឱ្យ nominal strength

$$R_n = F_v A_b = 24 A_b$$

ឧទាហរណ៍ ៧.២: កំណត់ design strength របស់ការតភ្ជាប់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១១ ដោយឈរលើកម្លាំងកាត់ទទឹង និង bearing ។

ដំណោះស្រាយ: ការតភ្ជាប់អាចត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជាតំណសាមញ្ញ ហើយគ្រឿងភ្ជាប់មួយៗត្រូវបានពិចារណាដើម្បីទប់ទល់ការបែងចែកកម្លាំងស្មើគ្នា ។ ក្នុងករណីជាច្រើនវាមានលក្ខណៈងាយស្រួលក្នុងការកំណត់រេស៊ីស្តង់របស់គ្រឿងភ្ជាប់មួយ រួចបន្ទាប់មកគុណនឹងចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់សរុប ។



Shear strength: វាជាករណី single shear ហើយ design shear strength របស់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(24 A_b)$$

Nominal bolt area គឺ

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (3/4)^2}{4} = 0.4418 in^2$$

ដូចនេះ design shear strength សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$\phi R_n = 0.75(24)(0.4418) = 7.952 kips$$

សម្រាប់ប៊ូឡុងពីរគឺ

$$\phi R_n = 2(7.952) = 15.9 kips$$

Bearing strength: ដោយសារចម្ងាយទៅជ្រុងគែម្របស់អង្គត់រងការទាញ និងរបស់ gusset plate ដូចគ្នា នោះ beaing strength របស់ gusset plate នឹងលុប ពីព្រោះកម្រាស់របស់វាស្តើងជាងកម្រាស់របស់អង្គត់រងការទាញ។ សម្រាប់ការគណនា bearing strength ប្រើអង្កត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \frac{13}{16} in.$$

សម្រាប់រន្ធដែលនៅក្បែរជ្រុងគែម្របស់ gusset plate ជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{13/16}{2} = 1.094 in.$$

$$2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.094)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 21.42 kips$$

សម្រាប់រន្ធដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 3 - \frac{13}{16} = 2.188 in. > 2 in.$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 29.36kips$

Bearing strength សម្រាប់តំណគឺ

$$\phi R_n = 21.42 + 29.36 = 50.8kips$$

Bearing strength នេះធំជាង shearing strength ដូចនេះ shear strength លុប ហើយរេស៊ីស្តង់របស់តំណគឺ

$$\phi R_n = 15.9kips$$

ចំណាំថាគ្រប់តម្រូវការគំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមទាំងអស់ត្រូវតែគ្រប់គ្រាន់។ សម្រាប់ sheared edge ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមដែលទាមទារដោយ AISC Table J3.4 គឺ $1\frac{1}{4}in. = 30mm$ ហើយការទាមទារនេះគឺគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ទាំងទិសបណ្តោយ និងទិសទទឹង។ គំលាតប៊ូឡុងគឺ $3in = 75mm$ ដែលធំជាង $2\frac{2}{3}d = 2.667\left(\frac{3}{4}\right) = 2in.$.

ចម្លើយ: ដោយឈរលើ shear និង bearing, design strength របស់តំណគឺ $15.9kips$ ។ (ចំណាំថា ស្ថានភាពកំណាត់ដទៃទៀតដែលមិនទាន់បានត្រួតពិនិត្យដូចជា កុងត្រាំងទាញនៅលើ net area របស់អង្គត់អាចនឹងជាអ្នកកំណត់ design strength) ។

ឧទាហរណ៍ ៧.៣: របារដែក $4 \times 3/8in.$ ត្រូវបានប្រើជាអង្គត់រងការទាញដើម្បីទប់ទល់នឹង service dead load $8kips$ និង service live load $22kips$ ។ អង្គត់នេះត្រូវបានគណនាក្រោមការសន្មត់ថា ប៊ូឡុង $A307$ អង្កត់ផ្ចិត$3/4in.$ មួយជួរត្រូវបានប្រើដើម្បីភ្ជាប់អង្គត់នេះទៅ gusset plate ដែលមានកម្រាស់ $3/8in.$ ។ ទាំងអង្គត់រងការទាញ និង gusset plate ជាដែក $A36$ ។ តើគេត្រូវការប៊ូឡុងប៉ុន្មានគ្រាប់?

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកមេគុណគឺ

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(8) + 1.6(22) = 44.80kips$$

គណនាលទ្ធភាពរបស់ប៊ូឡុងមួយ។ ពីឧទាហរណ៍ ៧.២ shear strength គឺ

$$\phi R_n = 7.952kips/bolt$$

សម្រាប់ bearing strength, គេមិនស្គាល់គំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែម ដូចនេះយើងសន្មត់ថា ដែនកំណត់ $\phi 2.4dtF_u$ នឹងលុប នោះយើងទទួលបាន

$$\phi R_n = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 29.36kips/bolt$$

Bearing strength ជាក់ស្តែងសម្រាប់តំណនេះនឹងអាស្រ័យលើតម្លៃរបស់ L_c សម្រាប់ប៊ូឡុងនីមួយៗ។ នៅពេល ដែលតម្លៃនេះត្រូវបានកំណត់នៅក្នុងការគណនាចុងក្រោយ នោះ bearing strength ត្រូវបានត្រួតពិនិត្យឡើងវិញប៉ុន្តែ shear នៅតែទំនងជាលុប។

ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការគឺ

$$\frac{44.80kips}{7.952kips/bolt} = 5.63bolts$$

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុង $A307$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ចំនួនប្រាំមួយគ្រាប់។

៧.៩. ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ (High-Strength Bolts)

ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់សម្រាប់តំណរបស់គ្រឿងបង្គុំមានពីរយ៉ាងគឺ ASTM $A325$ និង ASTM $A490$ ។ ការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC សម្រាប់រេស៊ីស្តង់ខ្ពស់គឺជាផ្នែកខ្លះរបស់ការផ្តល់ឱ្យរបស់ specification of the Research Council on Structural Connections of the Engineering Foundation (RCSC, 1994) ។

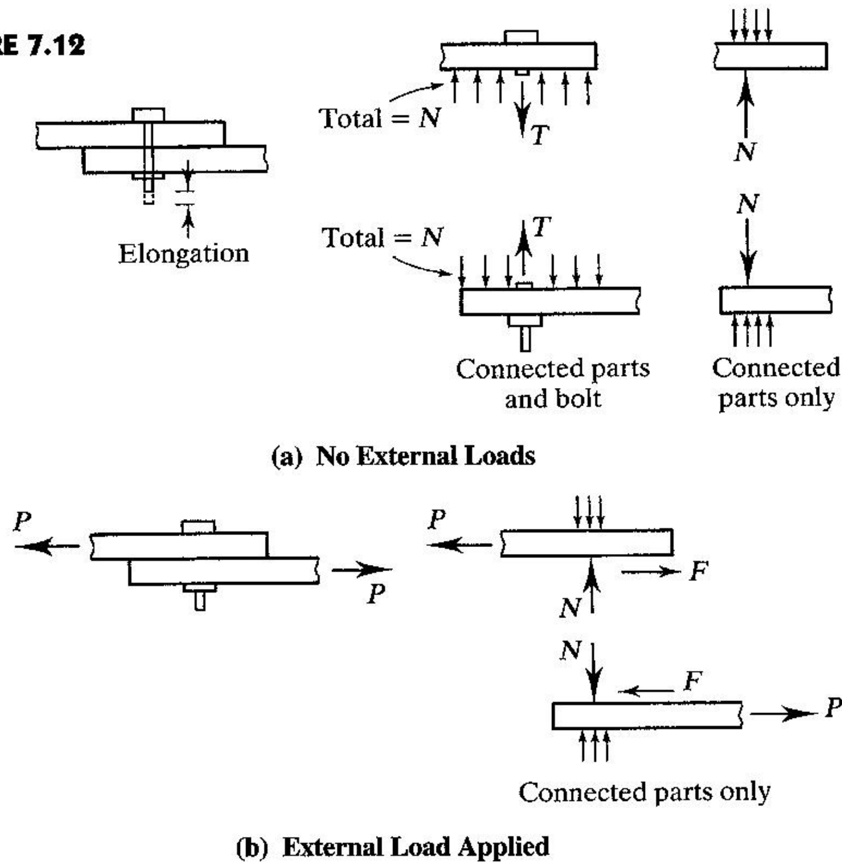
ប៊ូឡុង $A490$ មាន ultimate tensile strength ធំជាងប៊ូឡុង $A325$ ហើយត្រូវបានកំណត់ថាមាន nominal strength ធំជាង។ ប៊ូឡុង $A490$ ត្រូវបានដាក់ឱ្យប្រើប្រាស់រយៈពេលយ៉ាងយូរបន្ទាប់ពីប៊ូឡុង $A325$ ត្រូវបានប្រើជាទូទៅ សម្រាប់ប្រើជាមួយដែកដែលមានរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ (Bethlehem, 1969)។ ប៊ូឡុង $A490$ មានតម្លៃថ្លៃជាង $A325$ ប៉ុន្តែជាទូទៅគេត្រូវការវាចំនួនតិចជាង។

ក្នុងករណីខ្លះ ប៊ូឡុង $A490$ និង $A325$ ត្រូវបានដំឡើងជាមួយនឹងកម្រិតតឹងដែលធ្វើឱ្យពួកវារងនូវកម្លាំងទាញធំមែនទែន។ ឧទាហរណ៍ កម្លាំងទាញដំបូងនៅក្នុងប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $5/8in.$ អាចធំស្មើនឹង $19kips = 85KN$ ។ បញ្ជីនៃកម្លាំងទាញអប្បបរមាសម្រាប់តំណទាំងនោះត្រូវការត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Table J3.1, Minimum Bolt Tension ។ តម្លៃនីមួយៗស្មើនឹង 70% នៃរេស៊ីស្តង់ទាញអប្បបរមារបស់ប៊ូឡុង។ គោលបំណងដែលគេត្រូវការកម្លាំងទាញធំបែបនេះគឺដើម្បីទទួលបានកម្លាំងរឹតដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១២។ ប៊ូឡុងបែបនេះត្រូវបានគេហៅថា fully tensioned ។

នៅពេលដែលខ្ចៅត្រូវបានមួលភ្ជាប់ទៅនឹងប៊ូឡុង ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់រងនូវកម្លាំងសង្កត់ ហើយប៊ូឡុងលូត។ ដ្យាក្រាមអង្គសេរី (free body diagram) នៅក្នុងរូបទី ៧.១២ a បង្ហាញថាកម្លាំងសង្កត់សរុបដែលមានអំពើលើផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ស្មើនឹងកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុង។ ប្រសិនបើគេអនុវត្តកម្លាំងខាងក្រៅ P កម្លាំងកកិតនឹងកើតមាននៅចន្លោះផ្នែកភ្ជាប់។ កម្លាំងអតិបរមាដែលអាចកើតមានគឺ

$$F = \mu N$$

ដែល μ ជាមេគុណកកិតស្តាទិចរវាងផ្ទៃកដែលត្រូវភ្ជាប់ ហើយ N ជាកម្លាំងសង្កត់ដែលមានអំពើនៅលើផ្ទៃខាងក្នុង។ តម្លៃរបស់ μ អាស្រ័យនឹងលក្ខខណ្ឌផ្ទៃរបស់ដែក ឧទាហរណ៍ដូចជា ផ្ទៃរបស់វាមានលាបថ្នាំ ឬមានច្រែះស៊ី។ ដូចនេះប៊ូឡុងនីមួយៗនៅក្នុងការតភ្ជាប់ត្រូវមានលទ្ធភាពដើម្បីទប់ទល់នឹងបន្ទុក $P = F$ ។ ប្រសិនបើកម្លាំងកកិតមិនធំ វានឹងមិនមាន bearing ឬ shear ។ ប្រសិនបើ P ធំជាង F slip កើតឡើង នោះ shear និង bearing នឹងជះឥទ្ធិពលដល់លទ្ធភាពរបស់តំណ។



ការដំឡើង (Installation)

តើគេទទួលបានកម្លាំងទាញធំដែលមានភាពសុក្រិតដោយរបៀបណា? បច្ចុប្បន្នគេមានវិធីសាស្ត្រដែលអនុញ្ញាតឱ្យចំនួនបួនសម្រាប់ការដំឡើងប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ (RCSC, 1994)។

1. Turn-of-the-nut method ។ វិធីនេះឈរលើលក្ខណៈបន្ទុក-កំហូចទ្រង់ទ្រាយ (load-deformation characteristic) របស់គ្រឿងភ្ជាប់ និងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់។ ខ្ចៅដែលមួលភ្ជាប់ទៅនឹងប៊ូឡុងអាចធ្វើឱ្យប៊ូឡុង លូតសាច់។ ទំនាក់ទំនង stress-strain សម្រាប់សម្ភារៈប៊ូឡុងអាចត្រូវបានប្រើដើម្បីគណនាកម្លាំងទាញ

នៅក្នុងប៊ូឡុង។ ដូចនេះសម្រាប់គ្រប់ទំហំ និងប្រភេទរបស់ប៊ូឡុង ចំនួនជុំមូលខ្មៅដែលត្រូវការដើម្បីបង្កើតកម្លាំងទាញអាចត្រូវបានគណនា។ Table 5 នៅក្នុង high-strength bolt specification (RCSC, 1994) ឱ្យនូវចំនួនជុំរបស់ខ្មៅដែលត្រូវការសម្រាប់ទំហំផ្សេងៗរបស់ប៊ូឡុងក្នុងទំរង់ផលធៀបប្រវែងលើអង្កត់ផ្ចិត។ វិធីសាស្ត្រនេះគេប្រើ ordinary spud wrench ។

2. Calibrated wrench tightening ។ ក្នុងវិធីសាស្ត្រនេះគេត្រូវប្រើ torque wrench ។ កម្លាំងរមួលដែលត្រូវការដើម្បីទទួលកម្លាំងទាញកំណត់នៅក្នុងប៊ូឡុងត្រូវបានកំណត់ដោយការរឹតបណ្តឹងប៊ូឡុងនេះជាមួយឧបករណ៍ដែលបង្ហាញកម្លាំងទាញ។

3. Alternated wrench bolts ។ គេត្រូវការ wrench ពិសេសដើម្បីដំឡើងប៊ូឡុង។ ការត្រួតពិនិត្យការងារដំឡើងនេះមានលក្ខណៈងាយស្រួលជាពិសេស។

4. Direct tension indicators ។ សម្ភារៈដែលគេនិយមប្រើនៅក្នុងវិធីសាស្ត្រនេះគឺ washer ដែលមាន protrusion នៅលើផ្ទៃរបស់វា។ នៅពេលដែលគេរឹតប៊ូឡុង protrusion រងនូវកម្លាំងសង្កត់ដែលសមាមាត្រទៅនឹងកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុង។

៧.៦. Shear Strength of High-Strength Bolts

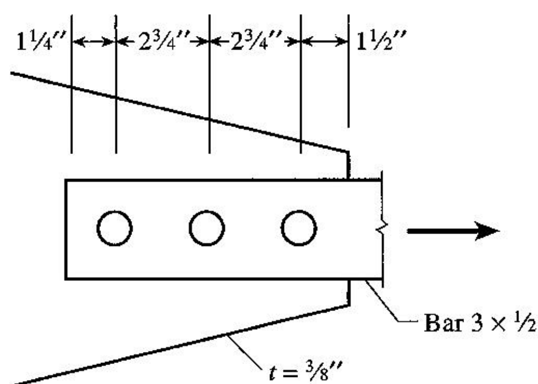
Design shear strength របស់ប៊ូឡុង $A325$ និង $A490$ គឺ ϕR_n ដែលមេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi = 0.75$ ។ ដូចគ្នានឹងប៊ូឡុងធម្មតាដែរ nominal shear strength របស់ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ត្រូវបានឱ្យដោយ ultimate shearing stress គុណនឹង nominal bolt area ។ តែប៊ូឡុង $A307$ មិនដូចប៊ូឡុង $A325$ និង $A490$ ត្រង់ shear strength របស់ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់អាស្រ័យនឹងធ្មេញរបស់ប៊ូឡុងស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ឬ មិនស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់។ ដើម្បីសម្រួលក្នុងការប្រើ reduced cross-sectional area នៅពេលដែលផ្នែកដែលមានធ្មេញរងនូវកម្លាំងកាត់ទទឹង នោះ ultimate shearing stress របស់វាត្រូវគុណនឹង 0.75 ដែលជាផលធៀបប្រហាក់ប្រហែលនៃក្រឡាផ្ទៃដែលមានធ្មេញ លើក្រឡាផ្ទៃដែលគ្មានធ្មេញ។ រេស៊ីស្តង់ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Table J3.2 ហើយត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៧.១ ។AISC Table J3.2 សំដៅធ្មេញនៅក្នុងប្លង់កាត់ជា “not excluded from shear planes” ហើយសំដៅធ្មេញដែលមិននៅក្នុងប្លង់កាត់ជា “excluded from shear planes”។ ប្រភេទទីមួយធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ គេសំដៅជាប្រភេទតំណ “N” ហើយប៊ូឡុង $A325$ នៃប្រភេទនេះអាចសម្គាល់ ដោយ $A325-N$ ។ ការសំគាល់ “X” អាចត្រូវបានប្រើដើម្បីបង្ហាញថាធ្មេញមិនស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ទេ ឧទាហរណ៍ $A325-X$ ។

តារាង ៧.១

គ្រឿងភ្ជាប់	Nominal shear strength $R_n = F_v A_b$	
	US	IS
$A325$, ធ្មេញនៅក្នុងប្លង់កាត់	$48A_b$	$330A_b$
$A325$, ធ្មេញមិននៅក្នុងប្លង់កាត់	$60A_b$	$415A_b$
$A490$, ធ្មេញនៅក្នុងប្លង់កាត់	$60A_b$	$415A_b$
$A490$, ធ្មេញមិននៅក្នុងប្លង់កាត់	$75A_b$	$520A_b$

ឧទាហរណ៍៧.៤: កំណត់ design strength របស់តំណដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៣។ អង្កេត bolt shear, bearing និង tensile strength របស់អង្កត់។ ប៊ូឡុងដែលប្រើជាប្រភេទ $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ហើយធ្មេញរបស់វាមិនស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់។ អង្កត់ជាប្រភេទដែក $A572$ Grade 50 ។

FIGURE 7.13



ដំណោះស្រាយ: shear strength សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយ

$$A_b = \frac{\pi(7/8)^2}{4} = 0.6013in.^2$$

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(60)(0.6013) = 27.06kips$$

សម្រាប់ប៊ូឡុងបី

$$\phi R_n = 3(27.06) = 81.2kips$$

Bearing strength: សម្រាប់ការគណនា bearing strength ប្រើអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{7}{8} + \frac{1}{16} = \frac{15}{16}in.$$

ត្រួតពិនិត្យ bearing ដែលកើតមានទាំងលើ អង្គត់រងការទាញ និង gusset plate ។ សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ និងប៊ូឡុងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមជាងគេរបស់អង្គត់

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.25 - \frac{15/16}{2} = 0.7812in.$$

$$2d = 2(7/8) = 1.75in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$

$$\phi R_n = \phi(1.2L_c tF_u) = 0.75(1.2)(0.7812)\left(\frac{1}{2}\right)(65) = 22.85kips$$

សម្រាប់ប្រហោងផ្សេងទៀត

$$L_c = s - h = 2.75 - \frac{15}{16} = 1.812in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(65) = 51.19kips$

Bearing strength សម្រាប់អង្គត់រងការទាញគឺ

$$\phi R_n = 22.85 + 2(51.19) = 125kips$$

គណនា bearing strength របស់ ងុសសតេ ផលាតេ ។ សម្រាប់រន្ធដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមរបស់ gusset ជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{15/16}{2} = 1.031in. < 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(1.2L_c tF_u) = 0.75(1.2)(1.031)\left(\frac{3}{8}\right)(65) = 22.62kips$

សម្រាប់ប្រហោងដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 2.75 - \frac{15}{16} = 1.812in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(65) = 38.39kips$

Bearing strength របស់ gusset plate គឺ

$$\phi R_n = 22.62 + 2(38.92) = 99.4kips$$

Gusset plate មាន strength តូចជាង ដូចនេះ bearing strength សម្រាប់តំណគឺ

$$\phi R_n = 99.4kips$$

ត្រួតពិនិត្យ tensile strength របស់អង្គត់រងការទាញ ។

Tension on the gross atea:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.90(50)\left(3\times\frac{1}{2}\right) = 67.5kips$$

Tension on the net area: មុខកាត់ទាំងអស់របស់អង្គត់ត្រូវបានតភ្ជាប់ ដូចនេះវាមិនមាន shear lag ទេ ដូចនេះយើងបាន $A_e = A_n$ ។ ប្រើអង្កត់ប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{8} = \frac{7}{8} + \frac{1}{8} = 1.0in.$$

Design strength គឺ

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = \phi_t F_u t\left(w_g - \sum h\right) = 0.75(65)\left(\frac{1}{2}\right)[3 - 1(1.0)] = 48.8kips$$

ការទាញនៅលើ net section មានតម្លៃតូចជាងគេ

ចម្លើយ: Design strength របស់តំណគឺ 48.8$kips$

៧.៧. Slip-Critical Connections

គេចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ការតភ្ជាប់ដែលប្រើប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ជា slip-critical connection ឬ bearing-type connection ។ Slip-critical connection ជាការតភ្ជាប់ដែលគេមិនអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip ដែលមិនត្រូវធំជាងកម្លាំងកកិត ។ សម្រាប់ bearing-type connection គេអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip ហើយ shear និង bearing កើតឡើងធម្មតា ។ នៅក្នុងប្រភេទគ្រឿងបង្គុំខ្លះ ជាពិសេសស្ពាន កម្លាំងដែលមានអំពើលើតំណអាចកើតឡើងជាលក្ខណៈខួប ។ ក្នុងករណីបែបនេះ fatigue របស់គ្រឿងភ្ជាប់អាចក្លាយជាគ្រោះថ្នាក់ប្រសិនបើគេអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip រួមជាមួយនឹងការកើតឡើងសារចុះសារឡើង នោះគេត្រូវត្រួតពិនិត្យ slip-critical connec-tion ។ នៅក្នុងគ្រឿងបង្គុំជាច្រើន គេអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip ហើយ bearing-type connection ត្រូវតែ គ្រប់គ្រាន់ ។ (ប៊ូឡុង A307 ត្រូវបានប្រើសម្រាប់តែ bearing-type connection) ។ សម្រាប់ slip-critical connection គេចាំបាច់ត្រូវតែធ្វើការដំឡើងឱ្យបានល្អ ដើម្បីទទួលនូវកម្លាំងទាញដំបូងគ្រប់គ្រាន់ដូចដែលបានរៀបរាប់ ។ AISC J1.11 រៀបរាប់ពីស្ថានភាពកំណត់ដែលប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ត្រូវតែមានកម្លាំងទាញពេញ ។ នៅក្នុង bearing-type connection តម្រូវការចាំបាច់តែមួយគត់ក្នុងការដំឡើងប៊ូឡុងគឺគេត្រូវផ្តល់នូវកម្លាំងទាញគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីឱ្យផ្ទៃប៉ះគ្នាអាចទប់ទល់គ្នាបានទៅវិញទៅមក ។ ការដំឡើងនេះបង្កើតនូវ snug-tight condition ដែលបានរៀបរាប់នៅក្នុង turn-of-the-nut method ។

ទោះបីជាតាមទ្រឹស្តី slip-critical connection មិនប្រឈមនឹង shear និង bearing ក៏ដោយ ក៏គេត្រូវ

តែមាន shear strength និង bearing strength គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ករណី overload ដែលអាចធ្វើឱ្យកើតមាន slip ។

ដើម្បីការពារ slip គេត្រូវមានដែនកំណត់សម្រាប់ service load ឬ factored load ។ ទោះបីជាការការពារ slip មានសារៈសំខាន់សម្រាប់ serviceability requiremnent ក៏ដោយ ក៏ AISC Specification អនុញ្ញាតឱ្យ slip-critical strength អាចឈរលើ service load ឬ factored load ។

ដូចដែលបានរៀបរាប់ពីខាងលើ លទ្ធភាពទប់នឹង slip ជាអនុគមន៍នៃផលគុណរវាងមេគុណកកិតស្តាទិច និង normal force ចន្លោះផ្ទៃកភ្ជាប់ ។ ទំនាក់ទំនងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង RCSC Specification ដែលយើងប្រើនៅទីនេះសម្រាប់ slip-critical connection (RCSC, 1994) ។ Slip-critical strength របស់តំណគឺ ϕR_{str} ដែល $\phi = 1.0$ សម្រាប់ standard hole ហើយ

$$R_{str} = 1.13\mu T_m N_b N_s \qquad \text{(RCSC Equation LRFD 5.3)}$$

ដែល $\mu =$ mean slip coefficient (មេគុណកកិតស្តាទិច) $= 0.33$ សម្រាប់ផ្ទៃ Class A

$T_m =$ កម្លាំងទាញរបស់គ្រឿងភ្ជាប់អប្បបរមាដែលបានពី AISC Table J3.1 ឬ RCSC Table 4

$N_b =$ ចំនួនប៊ូឡុងនៅក្នុងតំណ

$N_s =$ ចំនួន slip plan (ប្លង់កាត់)

ផ្ទៃ Class A ជាផ្ទៃដែលមានដែកអ៊ុកស៊ីតនៅផ្ទៃរបស់វា។ នៅក្នុង Specification មានណែនាំនូវប្រភេទផ្ទៃជាច្រើនទៀត តែនៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងប្រើតែផ្ទៃ Class A ដែលផ្តល់នូវ slip coefficient តូចជាងគេបំផុត ។

Slip-critical design strength សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយនៃ single shear គឺ

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s) = 1.0(1.13)(0.33)T_m(1)(1)$$

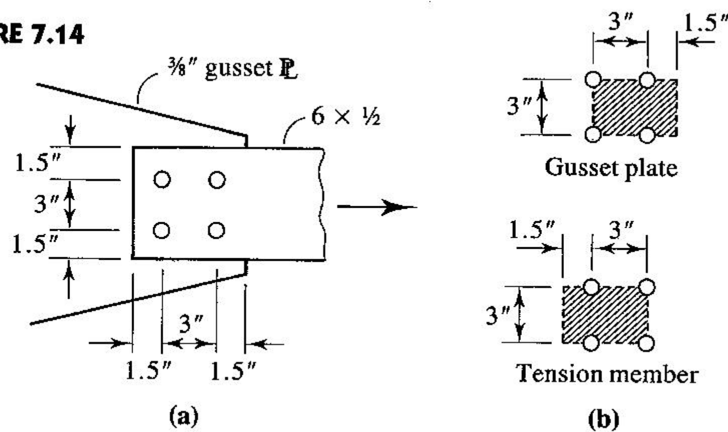
$$= 0.373 T_m kips$$

ឧទាហរណ៍ ៧.៩: ការតភ្ជាប់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៤ ប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ដែលធ្មេញរបស់វាស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ ។ គេមិនអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip ។ ទាំងអង្កត់រងការទាញ និង gusset plate ជាប្រភេទដែក $A36$ ។ កំណត់ design strength ។

ដំណោះស្រាយ: Shear strength: សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយ

$$A_b = \frac{\pi(3/4)^2}{4} = 0.4418 in.^2$$

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(48)(0.4418) = 15.90 kips$$



សម្រាប់ប៊ូឡុងបួនគ្រាប់

$$\phi R_n = 4(15.90) = 63.60 kips$$

Slip-critical strength: ដោយសារគេមិនអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip នោះការតភ្ជាប់នេះត្រូវបានចាត់ជា slip-critical ។ ពី AISC Table J3.1 កម្លាំងទាញក្នុងប៊ូឡុងអប្បបរមាគឺ $T_m = 28 kips$ ។ ពីសមីការ 7.3,

$$\phi R_{str} = 0.373 T_m = 0.373(28) = 10.4 kips / bplt$$

សម្រាប់ប៊ូឡុងបួន

$$\phi R_{str} = 4(10.4) = 41.6 kips$$

Bearing strength: ដោយសារចម្ងាយទៅជ្រុងគែមមានប្រវែងដូចគ្នា ហើយ gusset palte ស្តើងជាងរបារ នោះយើងនឹងប្រើ gusset plate ដែលមានកម្រាស់ $3/8 in.$ ដើម្បីគណនា bearing strength ។

អង្កត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \frac{13}{16} in.$$

សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅជិតជ្រុងគែមរបស់ gusset plate ជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{13/16}{2} = 1.094 in.$$

$$2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.094)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 21.42 kips / bolt$$

សម្រាប់ដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 3 - \frac{13}{16} = 2.188 in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 29.36 kips / bolt$

Bearing strength សម្រាប់ការតំណគឺ

$$\phi R_n = 2(21.42) + 2(29.36) = 102 kips$$

ត្រួតពិនិត្យ tensile strength របស់អង្គត់រងការទាញ

ការទាញនៅលើ gross area:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.90(36)\left(6 \times \frac{1}{2}\right) = 97.2 kips$$

ការទាញនៅលើ net area: មុខកាត់ទាំងមូលរបស់អង្គត់ត្រូវបានតភ្ជាប់ ដូចនេះវាគ្មាន shear lag ទេ នោះយើងទទួលបាន $A_e = A_n$ ។

អង្គត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{8} = \frac{3}{4} + \frac{1}{8} = \frac{7}{8} in.$$

Design strength គឺ

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = \phi_t F_u t\left(w_g - \sum h\right) = 0.75(58)\left(\frac{1}{2}\right)\left[6 - 2\left(\frac{7}{8}\right)\right] = 92.4 kips$$

Block shear stredngth: failure block សម្រាប់ gusset plate មានទំហំដូចទំហំសម្រាប់អង្គត់រងការទាញដែរ តែខុសគ្នាត្រង់កម្រាស់ (រូបទី ៧.១៤ b) ។ Gusset plate ដែលមានកម្រាស់ស្តើងជាងនឹងមានរេស៊ីស្តង់តូចជាង ។ វាមាន shear-failure plane ចំនួនពីរ:

$$A_{gv} = 2 \times \frac{3}{8}(3 + 1.5) = 3.375 in.^2$$

ដោយសារវាមាន 1.5 អង្គត់ផ្ចិតប្រហោងក្នុងមួយជួរដេករបស់ប៊ូឡុង

$$A_{nv} = 2 \times \frac{3}{8}\left[(3 + 1.5) - (1.5)\left(\frac{7}{8}\right)\right] = 2.391 in.^2$$

សម្រាប់ក្រឡាផ្ទៃរងការទាញ

$$A_{gt} = \frac{3}{8}(3) = 1.125 in.^2$$

$$A_{nt} = \frac{3}{8}\left(3 - \frac{7}{8}\right) = 0.7969 in.^2$$

AISC Equation J4-3a ឱ្យ

$$\phi R_n = \phi\left[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}\right] = 0.75[0.6(36)(3.375) + 58(0.7969)]$$

$$= 0.75[72.90 + 46.22] = 89.3kips$$

AISC Equation J4-3b ឱ្យ

$$\phi R_n = \phi[0.6F_y A_{nv} + F_y A_{gt}] = 0.75[0.6(58)(2.391) + 36(1.125)]$$

$$= 0.75[83.21 + 40.50] = 92.8kips$$

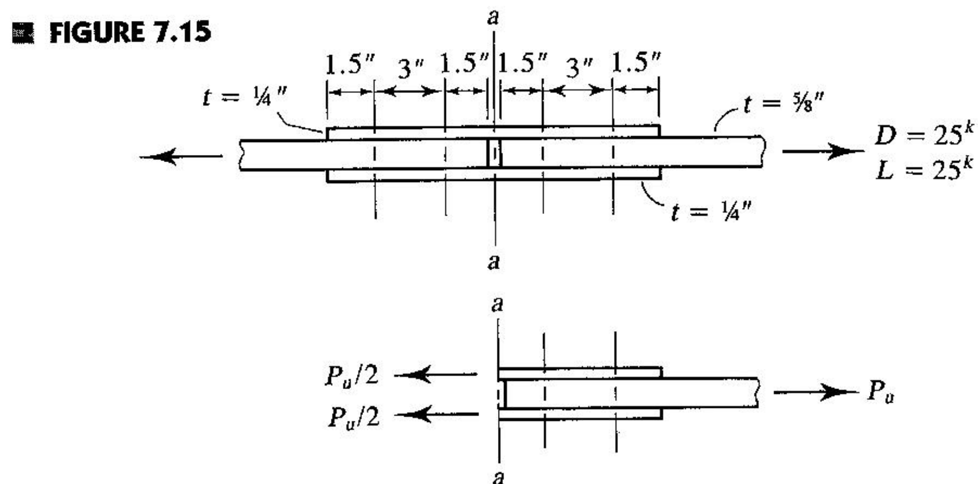
តួ fracture (ដែលពាក់ព័ន្ធនឹង F_u) នៅក្នុងសមីការទីពីរមានតម្លៃធំជាងនៅក្នុងសមីការទីមួយ ដូចនេះ AISC Equation 4.3b លុប។

design strength សម្រាប់ block shear $= 92.8kips$

ក្នុងចំណោមស្ថានភាពកំណត់ទាំងអស់ដែលបានធ្វើការអង្កេត យើងឃើញថារេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវគ្នានឹង slip មានតម្លៃតូចជាងគេ។

ចម្លើយ: Design strength របស់តំណគឺ $41.6kips$

ឧទាហរណ៍ ៧.៦: អង្កត់រងការទាញកម្រាស់ $5/8in.$ ត្រូវបានតភ្ជាប់ទៅនឹង splice plate កម្រាស់ $1/4in.$ ចំនួនពីរ ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៥។ បន្ទុកដែលបានបង្ហាញជាបន្ទុក service load។ គេប្រើដែក $A36$ និង ប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $5/8in.$ ។ ប្រសិនបើគេអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip តើគេត្រូវការប៊ូឡុងប៉ុន្មានគ្រាប់? អ័ក្សរបស់ប៊ូឡុងនីមួយៗដែលបង្ហាញគឺជាជួររបស់ប៊ូឡុងក្នុងទិសទទឹងរបស់បន្ទះដែក។



ដំណោះស្រាយ: Shear: សម្រាប់ shear, norminal bolt area គឺ

$$A_b = \frac{\pi(5/8)^2}{4} = 0.3068 in.^2$$

សន្មត់ថា ធ្មេញប៊ូឡុងស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ ។ នោះ design strength សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$\phi R_n = \phi F_v A_b \times 2\text{planes of shear} = 0.75(48)(0.3068)(2) = 22.09 kips$$

Bearing: Beating force នៅលើអង្គត់រងការទាញកម្រាស់ $5/8 in.$ នឹងធំជាង bearing force នៅលើ splice plate កម្រាស់ $1/4 in.$ នីមួយៗ ពីរដង ។ ដោយសារបន្ទុកសរុបនៅលើ splice plates ស្មើនឹងបន្ទុកនៅលើអង្គត់រងការទាញ នោះ splice plate នឹងមានគ្រោះថ្នាក់នៅពេលដែលកម្រាស់សរុបរបស់ splice plate ស្តើងជាងកម្រាស់របស់អង្គត់រងការទាញ ។ ប្រើអង្កត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{5}{8} + \frac{1}{16} = \frac{11}{16} in.$$

សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅក្បែរជ្រុងតែមជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{11/16}{2} = 1.156 in.$$

$$2d = 2\left(\frac{5}{8}\right) = 1.25 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$, bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.156)\left(\frac{1}{4} + \frac{1}{4}\right)(58) = 30.17 kips/bolt$$

សម្រាប់រន្ធដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 3 - \frac{11}{16} = 2.312 in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4 d t F_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{5}{8}\right)\left(\frac{1}{4} + \frac{1}{4}\right)(58) = 32.62 kips/bolt$

Shearing strength ក្នុងប៊ូឡុងមួយគឺតូចជាងតម្លៃ bearing ទាំងពីរ ដូចនេះរេស៊ីស្តង់របស់តំណគឺ $22.09 kips$ ។

បន្ទុកមេគុណគឺ

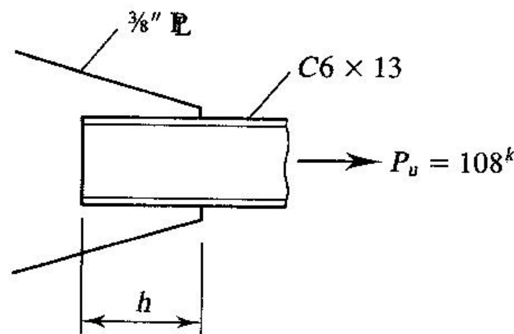
$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(25) + 1.6(25) = 70 kips$$

ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការ $= \dfrac{\text{total load}}{\text{load per bolt}}$

$$= \frac{70}{22.09} = 3.17 bolts$$

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុងបួន ដែលក្នុងមួយជួរមានពីរគ្រាប់ នៅលើជ្រុងនីមួយៗរបស់ splice ។ ប៊ូឡុងចំនួន ប្រាំបីគ្រាប់អាចត្រូវការសម្រាប់ការតភ្ជាប់នេះ ។

ឧទាហរណ៍ ៧.៧: $C6\times13$ ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៦ ត្រូវបានជ្រើសរើសដើម្បីទប់ទល់នឹងបន្ទុកទាញមេគុណ $108kips$ ។ អង្កត់នេះត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate កម្រាស់ $3/8in.$ ជាមួយនឹងប៊ូឡុង $A325$ ដែលមានអង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ។ ឧបមាថាធ្មេញរបស់ប៊ូឡុងស្ថិតនៅក្នុងប្លង់នៃកម្លាំងកាត់ទទឹង ហើយគេអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip សម្រាប់ការតភ្ជាប់នេះ។ កំណត់ចំនួន និងធ្វើការតម្រៀបប៊ូឡុងយ៉ាងណាដើម្បីទទួលបានប្រវែងតភ្ជាប់ h អប្បបរមា។ គេប្រើដែក $A36$ ។



ដំណោះស្រាយ: កំណត់លទ្ធភាពរបស់ប៊ូឡុងទោល

កម្លាំងកាត់ទទឹង:

$$A_b=\frac{\pi(7/8)^2}{4}=0.6013in.^2$$

$$\phi R_n=\phi F_v A_b=0.75(48)(0.6013)=21.65kips$$

bearing: ដោយសារកម្រាស់របស់ gusset plate ស្តើងជាទ្រនុងរបស់ដែក channel ដូចនេះ bearing strength របស់ gusset plate នឹងតូចជាងដែក channel ។ សន្មត់ថាប្រវែង L_c ដែលស្របនឹងកម្លាំងដែលអនុវត្តមានតម្លៃធំជាង $2d$ សម្រាប់ប៊ូឡុងទាំងអស់។ នោះ

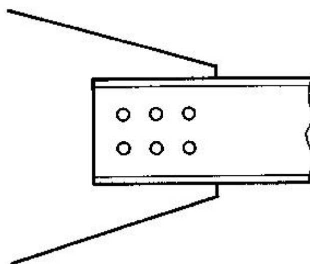
$$\phi R_n=\phi(2.4dtF_u)=0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{3}{8}\right)(58)=34.26kips$$

នោះ កម្លាំងកាត់ទទឹងលុប។ ដូចនេះ

$$\text{ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការ}=\frac{108}{21.65}=4.99$$

ទោះបីជាប៊ូឡុង ៥ ផ្តល់នូវរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់ក៏ដោយ ក៏គេសាកល្បងប៊ូឡុង ៦គ្រាប់ដែលអាចរៀបជាលក្ខណៈស៊ីមេទ្រី ដោយមានប៊ូឡុង ៣គ្រាប់ពីរជួរ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៧។ (ប៊ូឡុងពីរជួរត្រូវបានប្រើដើម្បីទទួលបានប្រវែងតភ្ជាប់អប្បបរមា) ។ យើងមិនបានដឹងថាតើការគណនាមុខកាត់អង្កត់រងការទាញនេះឈរលើ

ការសន្ទត់គ្រឿងភ្ជាប់ប៉ុន្មានជួរ ដូចនេះលទ្ធភាពទប់ការទាញរបស់ដែក channel ជាមួយនឹងប៊ូឡុងពីរជួរត្រូវបានត្រួតពិនិត្យមុននឹងដំណើរការគណនាការតភ្ជាប់បន្ត។


FIGURE 7.17

ការទាញនៅលើ gross area:

$\phi_t P_n = 0.90 F_y A_g = 0.90(36)(3.83) = 124 kips$

net area

$A_n = 3.83 - 2(1.0)(0.437) = 2.96 in.^2$

ដោយសារយើងមិនទាន់ស្គាល់ប្រវែងតភ្ជាប់ពិតប្រាកដ ដូចនេះយើងត្រូវប្រើតម្លៃមធ្យមរបស់ U ពី Commentary ។

$A_e = UA_n = 0.85(2.96) = 2.51 in.^2$

កម្លាំងទាញនៅលើ net area

$\phi_t P_n = 0.75 F_u A_e = 0.75(58)(2.51) = 109 kips$ (លុប)

ដូចនេះ លទ្ធភាពរបស់អង្គត់រងការទាញគឺឈរលើប៊ូឡុងពីរជួរ ។

ត្រួតពិនិត្យគំលាត និងប្រវែងទៅជ្រុងគែមតាមទិសកែងនឹងកម្លាំង ។ ពី AISC J3.3

គំលាតអប្បបរមា $= 2.667\left(\frac{7}{8}\right) = 2.33 in.$

ពី AISC Table J3.4

ប្រវែងទៅជ្រុងគែមអប្បបរមា$= 1\frac{1}{8} in.$

គំលាត $3 in.$ និងប្រវែងទៅជ្រុងគែម$1\frac{1}{2} in.$ នឹងត្រូវបានប្រើក្នុងទិសកែងនឹងកម្លាំង ។

គេអាចកំណត់ប្រវែងតភ្ជាប់អប្បបរមារបស់ការតភ្ជាប់ដោយប្រើគំលាត និងប្រវែងទៅជ្រុងគែមអនុញ្ញាតអប្បបរមាក្នុងទិសបណ្តោយ (ស្របនឹងកម្លាំង) ។ គំលាតអប្បបរមាក្នុងទិសនីមួយៗគឺ $2\frac{2}{3} d = 2.33 in.$ ។ សាកល្បង $2\frac{1}{2} in.$ ។ ប្រវែងទៅជ្រុងគែមអប្បបរមាគឺ $1\frac{1}{8} in.$ ។ ចម្ងាយអប្បបរមាទាំងនេះនឹងត្រូវបានប្រើ

សម្រាប់ផ្ទៀងផ្ទាត់ bearing strength របស់ការតភ្ជាប់ ។ សម្រាប់ការគណនា bearing strength គេប្រើអង្កត់ផ្ចិត រន្ធ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{7}{8} + \frac{1}{16} = \frac{15}{16} in.$$

សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមរបស់ gusset plate ជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.125 - \frac{15/16}{2} = 0.6562 in.$$

$$2d = 2(7/8) = 1.75 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$ bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(0.6562)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 12.85 kips/bolt$$

សម្រាប់ប្រហោងដទៃទៀត

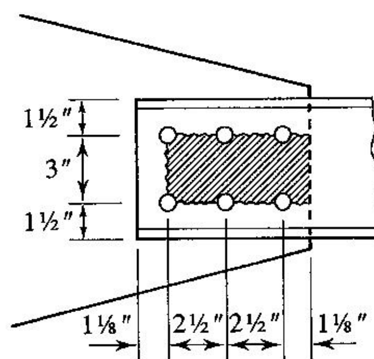
$$L_c = s - h = 2.5 - \frac{15}{16} = 1.562 in. < 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.562)\left(\frac{3}{8}\right)(58) = 30.58 kips/bolt$

Bearing strength សរុបសម្រាប់ការតភ្ជាប់គឺ

$\phi R_n = 2(12.85) + 4(30.58) = 148 kips > P_u = 108 kips$ (OK)

រូបទី ៧.១៨ បង្ហាញពីការតភ្ជាប់សាកល្បងសម្រាប់ត្រួតពិនិត្យមើល block shear នៅក្នុង gusset plate (សម្រាប់រាងអរណើមាត្រនៃ failure block នៅក្នុងដែល channel គឺដូចគ្នា ប៉ុន្តែ gusset plate មានកម្រាស់ស្តើងជាង) ។



Shear areas:

$$A_{gv} = \frac{3}{8}(2.5 + 2.5 + 1.125)(2) = 4.594 in.^2$$

ហើយដោយសារតែវាមានប្រហោង 2.5 នៅតាមផ្ទៃកាត់នីមួយៗ

$$A_{nv} = \frac{3}{8}[6.125 - 2.5(1.0)](2) = 2.719 in.^2$$

Tension area

$$A_{gt} = \frac{3}{8}(3) = 1.125 in.^2$$

ហើយ $A_{nt} = \frac{3}{8}(3 - 1.0) = 0.75 in.^2$

ត្រួតពិនិត្យសម្រាប់ tension yield និង shear fracture ជាមួយនឹង AISC Equation J4-3a:

$$\phi R_n = \phi[0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75[0.6(36)(4.594) + 58(0.75)] = 0.75[99.23 + 43.50] = 107.0 kips$$

ត្រួតពិនិត្យសម្រាប់ tension fracture និង shear yield ជាមួយនឹង AISC Equation J4-3b:

$$\phi R_n = \phi[0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}]$$

$$= 0.75[0.6(58)(2.719) + 36(1.125)] = 0.75[94.62 + 40.50] = 101.3 kips$$

តួ fracture (តួដែលពាក់ព័ន្ធនឹង F_u) នៅក្នុងសមីការទីពីរមានតម្លៃធំជាងតួ fracture នៅក្នុងសមីការទីមួយ ដូចនេះ សមីការទីពីរលុប ។

Design strength សម្រាប់ block shear $= 101.3 kips < 108 kips$ (N.G.)

វិធីដែលសាមញ្ញបំផុតក្នុងការបង្កើន block shear strength សម្រាប់ការតភ្ជាប់នេះគឺបង្កើន shear area ដោយបង្កើនគំលាតប៊ូឡុង ។ ប្រសិនបើគេបង្កើនគំលាត AISC Equation J4-3b នៅតែលុបដដែល ។ បើទោះបីជាគំលាតដែលត្រូវការអាចកំណត់ដោយ trial and error ក៏ដោយ ក៏គេអាចដោះស្រាយដោយផ្ទាល់ដូចដែលយើងនឹងធ្វើនៅទីនេះ ។ ពី AISC Equation J4-3b, គេឱ្យ

$$0.75[0.6(58)A_{nv} + 40.50] = 108 kips$$

ដូចនេះគេត្រូវការ $A_{nv} = 2.974 in.^2$

$$A_{nv} = \frac{3}{8}(2s + 1.125 - 2.5)(2) = 2.974 in.^2$$

ដូចនេះ $s = 2.67 in.$

យក $s = 3 in.$

ជាមួយនឹងគំលាត $3 in.$ net shear area គឺ

$$A_{nv} = \frac{3}{8}(3 + 3 + 1.125 - 2.5)(2) = 3.469 in.^2$$

ហើយ block shear strength ពី AISC Equation J4-3b គឺ

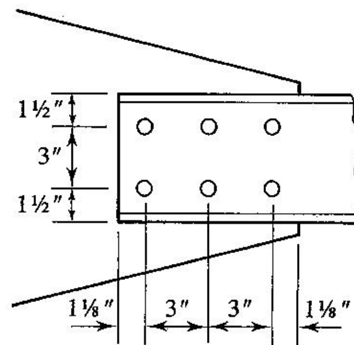
$$\phi R_n = \phi\left[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}\right]$$

$$= 0.75[0.6(58)(3.469) + 36(1.125)] = 0.75[120.7 + 40.50] = 120.9kips$$

ដោយប្រើគំលាត និងប្រវែងទៅជ្រុងគែមដែលបានកំណត់ ដូចនេះប្រវែងអប្បបរមាគឺ

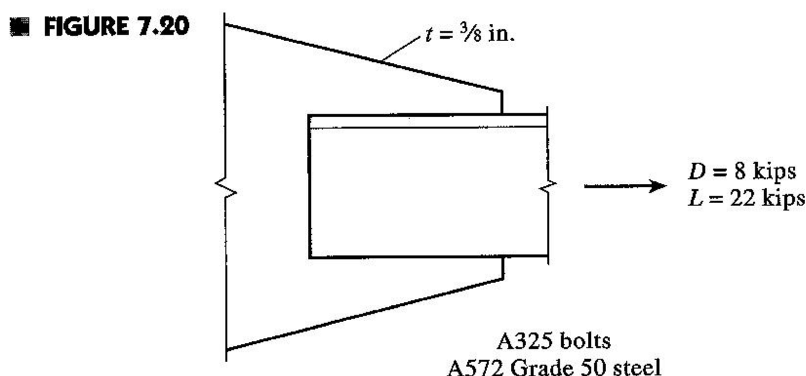
$$h = 1.125 + 2\times 3 + 1.125 = 8.5in$$

ចម្លើយ: ប្រើការតភ្ជាប់លំអិតដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.១៩ ។



ការតម្រៀបប៊ូឡុងនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៧.៧ មានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រីធៀបនឹងអ័ក្សស្របនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់ ។ ដូចនេះកម្លាំងផ្ទួបដែលទប់ទល់កម្លាំងដែលផ្តល់ឱ្យដោយគ្រឿងភ្ជាប់ក៏ធ្វើអំពើតាមអ័ក្សនេះ ហើយរាងធរណីមាត្រ នេះត្រូវគ្នានឹងការតភ្ជាប់សាមញ្ញ ។ ប្រសិនបើគេត្រូវការចំនួនប៊ូឡុងសេស ហើយគេប្រើពីរជួរ វានឹងមិនមានភាពស៊ីមេទ្រីទេ ហើយការតភ្ជាប់នឹងមានលក្ខណៈចាកផ្ចិត ។ ក្នុងករណីបែបនេះ អ្នកគណនាមុខកាត់នឹងមានជម្រើសច្រើន: (1) មិនគិតចំណាកផ្ចិត ដោយសន្មត់ថាឥទ្ធពលនេះអាចចោលបាន, (2) គិតចំណាកផ្ចិត, (3) ប្រើការតំ រៀបឆ្លាស់ ១សតាងងរេដេ ផាតតរេនច ដែលអាចរក្សានូវភាពស៊ីមេទ្រី, ឬ (4) បន្ថែមចំនួនប៊ូឡុងដើម្បីទទួលបានការតម្រៀបដែលមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រី ។ វិស្វករភាគច្រើនប្រហែលជានឹងជ្រើសរើសជម្រើសចុងក្រោយ ។

ឧទាហរណ៍ ៧.៨: អង្គត់រងការទាញប្រវែង 13 ft និងការតភ្ជាប់របស់វាត្រូវបានគណនាសម្រាប់ service dead load $8kips$ និង service live load $22kips$ ។ គេមិនអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip សម្រាប់ការតភ្ជាប់នេះទេ ។ អង្គត់នេះត្រូវបានតភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate កម្រាស់ $3/8in.$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២០ ។ ប្រើដែកកែងទោល (single angle) សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ ។ ប្រើប៊ូឡុង $A325$ និងដែក $A572$ grade 50 សម្រាប់អង្គត់រងការទាញ និង gusset plate ។



ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកមេគុណដែលត្រូវទប់ទល់គឺ

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(8) + 1.6(22) = 44.8 kips$$

ដោយសារទំហំប៊ូឡុង និងការតម្រៀបប៊ូឡុងជះឥទ្ធិពលដល់ net area របស់អង្គត់រងការទាញ យើងនឹងចាប់ផ្តើមជាមួយនឹងការជ្រើសរើសប៊ូឡុង ។ យុទ្ធសាស្ត្រគឺការជ្រើសរើសសម្រាប់ការសាកល្បង, កំណត់ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការ, រួចបន្ទាប់មកសាកល្បងទំហំផ្សេងទៀតប្រសិនបើទំហំដែលបានសាកល្បងធំពេក ឬតូចពេក ។ អង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុងស្ថិតនៅចន្លោះពី $1/2 in. \approx 13 mm$ ទៅ $1\frac{1}{2} in. \approx 38 mm$ ដោយកើនឡើងម្តង $1/8 in. \approx 3 mm$

សាកល្បងប៊ូឡុង $5/8 in.$ ។ Nominal bolt area គឺ

$$A_b = \frac{\pi(5/8)^2}{4} = 0.3068 in.^2$$

Shear strength គឺ

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(48)A_b = 0.75(48)(0.3068)$$

$$= 11.04 kips/bolt$$ (ដោយសន្មត់ថាធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់)

ដោយគេមិនអនុញ្ញាតឱ្យមាន slip ដូចនេះការតភ្ជាប់នេះជា slip-critical ។ យើងសន្មត់ផ្ទៃ Class A ហើយសម្រាប់ប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត $5/8 in.$ កម្លាំងទាញអប្បបរមាគឺ $T_m = 19 kips$ (ពី AISC Table J3.1) ។ ពី RCSC Equation LRFD 5.3, slip critical strength សម្រាប់ប៊ូឡុងទោលគឺ

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s) = 1.0(1.13)(0.33)(19)(1)(1) = 7.085 kips/bolt$$

ដោយ slip-critical strength តូចជាង shear strength ដូចនេះ slip-critical strength លុប ។ យើងនឹងកំណត់ចំនួនប៊ូឡុងដោយឈរលើ slip-critical strength ហើយត្រួតពិនិត្យ bearing បន្ទាប់ពីជ្រើសរើសអង្កត់ (ដោយសារ bearing strength មិនអាចកំណត់បាន ទាល់តែគេស្គាល់កម្រាស់អង្កត់សិន) ។ ដូចនេះ

$$\text{ចំនួនប៊ូឡុង} = \frac{\text{total load}}{\text{load per bolt}} = \frac{44.8}{7.085} = 6.3 bolts$$

ដូចនេះគេត្រូវការប៊ូឡុងយ៉ាងតិច 7 គ្រាប់ ។ ប្រសិនបើគេប្រើពីរជួរ គេត្រូវបន្ថែមប៊ូឡុងមួយគ្រាប់ដើម្បីរក្សាភាពស៊ីមេទ្រី ។ រូបទី ៧.២១ បង្ហាញពីការតម្រៀបប៊ូឡុងដែលមានជាច្រើនទម្រង់ ។

ការតម្រៀបប៊ូឡុងទាំងនេះគេអាចប្រើបានទាំងអស់ តែប្រវែងនៃការតភ្ជាប់អាចត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយប្រើទំហំប៊ូឡុងធំ និងចំនួនតិច ។

សាកល្បងប៊ូឡុងដែលមានអង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ។ Nominal bolt area គឺ

$$A_b = \frac{\pi(7/8)^2}{4} = 0.6013in.^2$$

Shear strength គឺ

$$\phi R_n = 0.75(48)A_b = 0.75(48)(0.6013)$$

$$= 21.65kips/bolt$$ (ដោយសន្មត់ថាធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់)

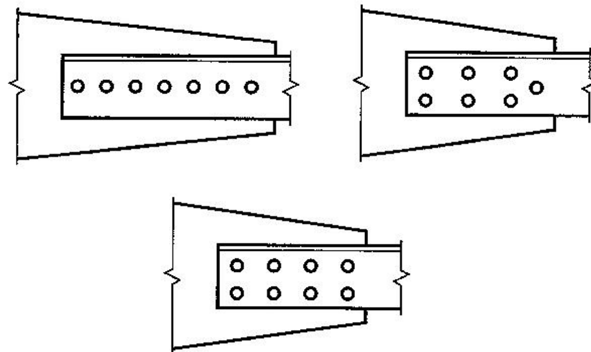
កម្លាំងទាញអប្បបរមាសម្រាប់ប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ គឺ $T_m = 39kips$ ដូចនេះ slip-critical strength គឺ

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s) = 1.0(1.13)(0.33)(39)(1)(1) = 14.54kips/bolt$$ (ល្អ)

គេត្រូវការប៊ូឡុងដែលមានអង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ចំនួន

$$\frac{44.8}{14.54} = 3.1bolts$$

FIGURE 7.21



ដូចនេះយើងប្រើប៊ូឡុង $A325$ ដែលមានអង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ចំនួន 4 គ្រាប់ ។ ពី AISC J3.3, គំលាតអប្បបរមាគឺ

$$s = 2.667d = 2.667\left(\frac{7}{8}\right) = 2.33in.$$ (ឬសម្រាប់ការនិយម, $3d = 3\left(\frac{7}{8}\right) = 2.62in.$)

ពី AISC Table J3.4, ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមគឺ

$$L_e = 1.5in.$$ (ដោយសន្មត់ sheared edges)

ដោយសាកល្បងការតម្រៀបដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២២ ជ្រើសរើសអង្កត់រងការទាញ ។ Gross area ដែលត្រូវការគឺ

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.9F_y} = \frac{44.8}{0.9(50)} = 0.996 in.^2$$

Effective net area ដែលត្រូវការគឺ

$$A_e \geq \frac{P_u}{0.75F_y} = \frac{44.8}{0.75(36)} = 0.9190 in.^2$$

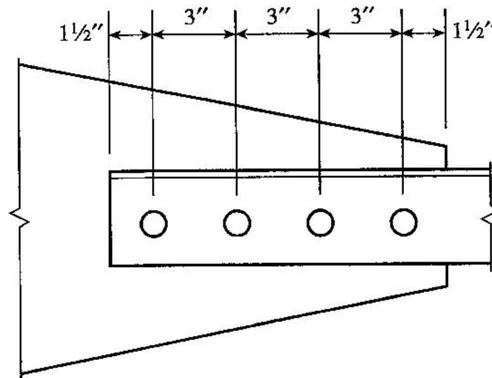
ដោយសារ effective net area គឺ $A_e = UA_n$ / net area ដែលត្រូវការគឺ

$$A_n = \frac{required A_e}{U}$$

ពីការតម្រៀបប៊ូឡុងដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២២, ជាមួយនឹងប៊ូឡុងច្រើនជាងពីរក្នុងទិសនៃកម្លាំងដែលអនុវត្ត តម្លៃមធ្យមរបស់ U ពី Commentary to the AISC Specification គឺ 0.85 ។ (នៅពេលដែលគេជ្រើសរើសអង្កត់រួចហើយ គេអាចកំណត់តម្លៃ U ជាមួយនឹង AISC Equation B3-2) ។ ដូចនេះ

$$A_n \geq \frac{0.9190}{0.85} = 1.08 in.^2$$

FIGURE 7.22



ចំណាំថា net area ដែលត្រូវការគឺធំជាង gross area ដែលត្រូវការ ។ កាំនិចលភាពអប្បបរមាដែលត្រូវការគឺ

$$r_{\min} = \frac{L}{300} = \frac{13(12)}{300} = 0.52 in.$$

សាកល្បង $L3\,{}^1\!/_2 \times 2\,{}^1\!/_2 \times {}^1\!/_4$

$$A_g = 1.44 in.^2 > 0.996 in.^2 \quad \text{(OK)}$$

$$r_{\min} = r_z = 0.544 in. > 0.52 in. \text{ (OK)}$$

សម្រាប់ការគណនា net area, ប្រើអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ ${}^7\!/_8 + {}^1\!/_8 = 1.0 in.$

$$A_n = A_g - A_{hole} = 1.44 - 1.0\left(\frac{1}{4}\right) = 1.190 in.^2 > 1.08 in.^2 \quad \text{(OK)}$$

គណនា U ជាមួយនឹង AISC Equation B3-2:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \le 0.9$$
$$= 1 - \frac{0.785}{9} = 0.913$$

ដោយសារតម្លៃនេះធំជាង 0.9 , ដូចនេះប្រើ $U = 0.9$ ។ Effective net area គឺ

$$A_e = UA_n = 0.9(1.190) = 1.071 in.^2 > 0.9190 in.^2 \qquad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ bearing strength ។ ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមសម្រាប់ដែកកែងស្មើនឹងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមសម្រាប់ gusset plate ហើយដោយសារដែកកែងមានកម្រាស់ស្តើងជាង gusset plate ដូចនេះយើងប្រើដែកកែងដែលមានកម្រាស់ $1/4 in.$ សម្រាប់គណនា bearing strength ។ សម្រាប់ការគណនា bearing strength, យើងប្រើអង្កត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{7}{8} + \frac{1}{16} = \frac{15}{16} in.$$

សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមអង្កត់ជាងគេ

$$L_c = L_c - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{15/16}{2} = 1.031 in.$$

$$2d = 2(7/8) = 1.75 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$, bearing strength គឺ

$$\phi R_c = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.031)\left(\frac{1}{4}\right)(65) = 15.08 kips/bolt$$

សម្រាប់ប្រហោងដទៃទៀត

$$L_c = s - h = 3 - \frac{15}{16} = 2.062 in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4 d t F_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{1}{4}\right)(65) = 25.59 kips/bolt$

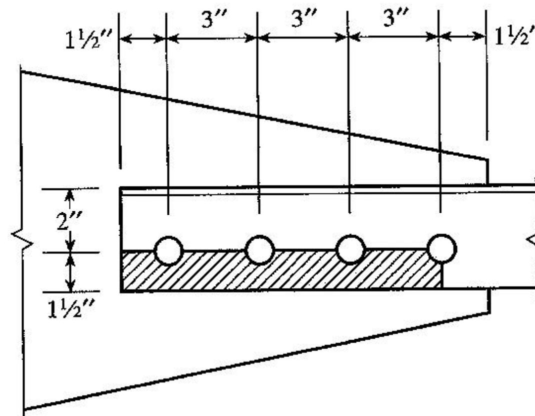
Bearing strength សរុបសម្រាប់ការតភ្ជាប់គឺ

$$\phi R_n = 15.08 + 3(25.59) = 91.9 kips > P_u = 44.8 kips \qquad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ block shear ។ ជាមួយនឹងប៊ូឡុងដែលភ្ជាប់នៅលើជើងវែងជាមួយនឹងចម្ងាយគំលាត (មើលជំពូក III, រូបទី ៣.២២) failure block ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៣ ។ Shear area គឺ

$$A_{gv} = \frac{1}{4}(1.5 + 9) = 2.625 in.^2$$

$$A_{nv} = \frac{1}{4}[1.5 + 9 - 3.5(1.0)] = 1.750 in.^2$$ (អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងមានចំនួន 3.5)



Tension area គឺ

$$A_{gt} = \frac{1}{4}(1.5) = 0.3750 in.^2$$

$$A_{nt} = \frac{1}{4}[1.5 - 0.5(1.0)] = 0.25 in.^2$$ (អង្កត់ផ្ចិតប្រហោងមានចំនួន 0.5)

AISC Equation J4-3a ឲ្យ

$$\phi R_n = \phi[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75[0.6(50)(2.625) + 65(0.25)] = 0.75(78.75 + 16.25) = 71.2 kips$$

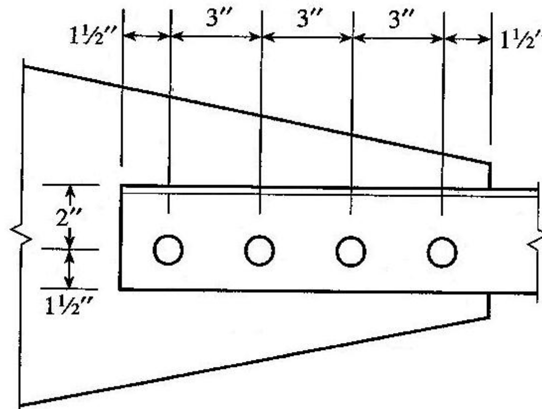
AISC Equation J4-3b ឲ្យ

$$\phi R_n = \phi[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}]$$

$$= 0.75[0.6(65)(1.75) + 50(0.375)] = 0.75(68.25 + 18.75) = 65.2 kips$$

សមីការ J4-3b មានតួ fracture ធំជាង ដូចនេះសមីការនេះលុប ។ ដូចនេះ block shear strength គឺ

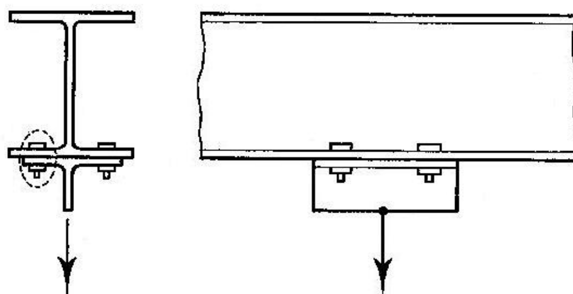
$\phi R_n = 65.2 kips > P_u = 44.8 kips$ (OK)



ចម្លើយ: ប្រើ $L3\frac{1}{2}\times2\frac{1}{2}\times\frac{1}{4}$ ជាមួយនឹងការតភ្ជាប់នៅលើជើងវែង ។ ប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $\frac{7}{8}in.$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៤ ។

៧.៨. ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់រងការទាញ High-Strength Bolts in Tension

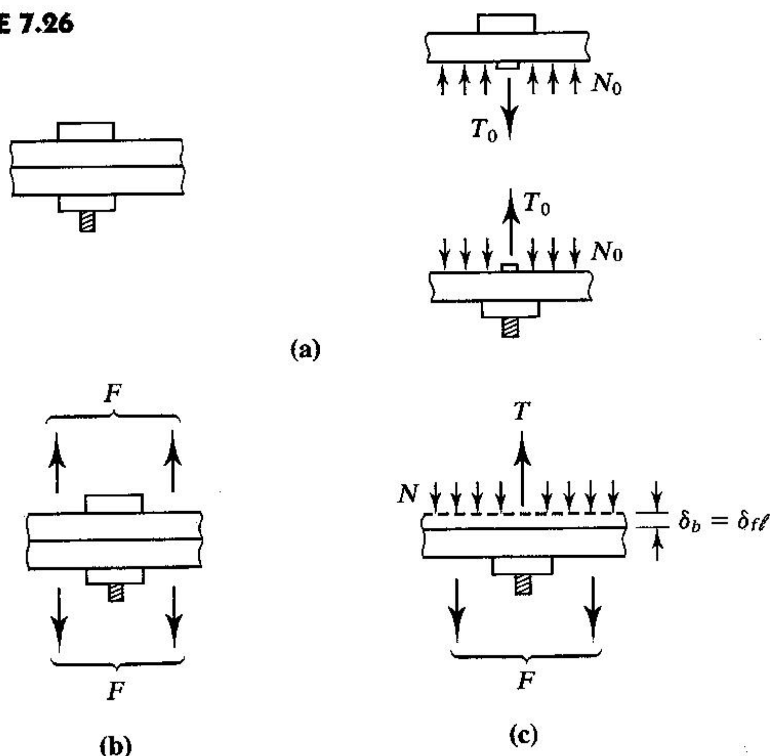
នៅពេលដែលកម្លាំងទាញដែលអនុវត្តលើប៊ូឡុងដោយគ្មានកម្លាំងទាញដើម (initial tension) កម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុងស្មើនឹងកម្លាំងដែលអនុវត្ត ។ ប៉ុន្តែ ប្រសិនបើប៊ូឡុងរងប្រេកុងត្រាំង ផ្នែកដ៏ធំរបស់កម្លាំងដែលអនុវត្តត្រូវបានប្រើដើម្បីបន្ធូរកម្លាំងសង្កត់ ឬកម្លាំងរឹត (clamping force) នៅលើផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់ ដូចដែលកំណត់ដោយ Kulak, Fisher, nig Struik (1987) ហើយត្រូវបានបកស្រាយនៅទីនេះ ។ រូបទី ៧.២៥ បង្ហាញពីតំណព្យួរ (hanger connection) ដែលផ្សំឡើងដោយ structural tee shape ដែលត្រូវបានចាប់ប៊ូឡុងទៅនឹងស្លាបខាងក្រោមរបស់ W-shape និងរងនូវកម្លាំងទាញ ។ ប៊ូឡុងទោល នឹងចំណែកនៃផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់ ត្រូវបានសិក្សាមុន និងក្រោយពេលដាក់បន្ទុក ។



ដ្យាក្រាមអង្គសេរីរបស់ការតភ្ជាប់មុនពេលដាក់បន្ទុកត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៦ a ។ រាល់កម្លាំងទាំងអស់ជាកម្លាំងក្នុង ។ ដើម្បីភាពងាយស្រួល កម្លាំងទាំងអស់ត្រូវបានសន្មត់ស៊ីមេទ្រីធៀបអ័ក្សរបស់ប៊ូឡុង ហើយចំណាកផ្ចិតមិនត្រូវបានគិត ។ ប្រសិនបើគេពិចារណាផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់ដាច់ដោយឡែក កម្លាំងរួមមានកម្លាំងទាញរបស់ប៊ូឡុង T_o និងកម្លាំងរឹត កែង (normal clamping force) N_o ដែលបង្ហាញនៅទីនេះត្រូវបានពង្រាយស្មើ ។ ដើម្បីឱ្យមានលំនឹង គេត្រូវការ $T_o = N_o$ ។ នៅពេលដែលគេអនុវត្តកម្លាំងខាងក្រៅ កម្លាំងនៅលើការតភ្ជាប់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៦ b ដែល F តំណាងឱ្យកម្លាំងទាញសរុបដែលអនុវត្តមកលើប៊ូឡុងមួយ ។ រូបទី ៧.២៦ c បង្ហាញកម្លាំងដែលមានអំពើលើដ្យាក្រាមអង្គសេរីរបស់ផ្នែកនៃស្លាបរបស់ structural tee និងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់របស់ប៊ូឡុង ។ បូកកម្លាំងតាមទិសអ័ក្សប៊ូឡុង យើងទទួលបាន

$$T = F + N$$

កម្លាំង F នឹងបង្កើនកម្លាំងទាញរបស់ប៊ូឡុង ហើយធ្វើឱ្យវាលូតបាន δ_b ។ កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងស្លាបរបស់ structurel atee នឹងត្រូវបានកាត់បន្ថយ ជាលទ្ធផលវាមានបំលាស់ទី δ_{fl} ដែលមានទិសដូច δ_b ។ ទំនាក់ទំនងរវាងកម្លាំងអនុវត្តន៏ និងបម្រែបម្រួលកម្លាំងទាញរបស់ប៊ូឡុងអាចត្រូវបានកំណត់ដូចខាងក្រោម:



ពី elementary mechanics of materials, កំហូចទ្រង់ទ្រាយតាមអ័ក្សរបស់បន្ទុកតាមអ័ក្សដែលអនុវត្តលើអង្កត់គឺ:

$$\delta = \frac{PL}{AE} \quad (7.4)$$

ដែល $P =$ កម្លាំងតាមអ័ក្ស

$L =$ ប្រវែងដើម

$A =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់

$E =$ ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិច

ពីសមីការ 7.4 យើងអាចទាញរកកម្លាំង

$$P = \frac{AE\delta}{L} \quad (7.5)$$

ដូចនេះបម្រែបម្រួលកម្លាំងនៅក្នុងប៊ូឡុងដែលត្រូវគ្នាទៅនឹងកំហូចទ្រង់ទ្រាយ δ_b គឺ

$$\Delta T = \frac{A_b E_b \delta_b}{L_b} \quad (7.6)$$

ពីសមីការ 7.5 គេទទួលបានបម្រែបម្រួលកម្លាំង N

$$\Delta N = \frac{A_{fl} E_{fl} \delta_{fl}}{L_{fl}} \quad (7.7)$$

ដែល L_{fl} ជាកម្រាស់របស់ស្លាប។ ប្រសិនផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ (ស្លាបទាំងពីរ) នៅប៉ះគ្នា កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់ប៊ូឡុង δ_b និងកំហូចទ្រង់ទ្រាយស្លាប δ_{fl} នឹងស្មើគ្នា។ ដោយសារ E_{fl} ស្ទើរស្មើនឹង E_b (Bickford, 1981), ហើយ A_{fl} ធំជាង A_b

$$\frac{A_{fl} E_{fl} \delta_{fl}}{L_{fl}} >> \frac{A_b E_b \delta_b}{L_b}$$

ដូចនេះ $\Delta N >> \Delta T$

ផលធៀប ΔN លើ ΔT ស្ថិតនៅចន្លោះពី 0.05 ទៅ 0.1 (Kulak, Fisher, និង Struik, 1987)។ ដូចនេះ ΔT មិនត្រូវធំជាង $0.1\Delta N$ ដែលបង្ហាញថាកម្លាំងដែលអនុវត្តភាគច្រើនគឺបន្ធូរកម្លាំងសង្កត់របស់ផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់។ គណនាកម្លាំងដែលត្រូវការដើម្បីធ្វើឱ្យផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ឃ្លាតចេញពីគ្នា មើលរូបទី ៧.២៧។ នៅពេលដែលផ្នែកទាំងពីរឃ្លាតចេញពីគ្នា

$$T = F$$

ឬ

$$T_o + \Delta T = F \quad (7.8)$$

នៅពេលដែលជិតដល់ចំណុចដែលត្រូវឃ្លាតគ្នា សាច់លូតរបស់ប៊ូឡុង និងគំលាតរបស់ស្លាបគឺស្មើគ្នា

$$\Delta T = \frac{A_b E_b}{L_b}\delta_b = \frac{A_b E_b}{L_b}\delta_{fl} \quad (7.9)$$

ដែល δ_{fl} ជាកំហូចទ្រង់ទ្រាយដែលត្រូវគ្នានឹងកម្លាំងសង្កត់ដើម N_o។ ពីសមីការ 7.4

$$\delta_{fl} = \frac{N_o L_{fl}}{A_{fl} E_{fl}}$$

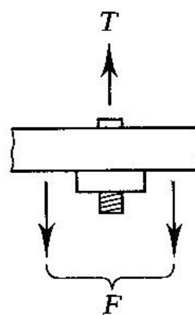
ជំនួសវាទៅក្នុងសមីការ 7.9 យើងបាន

$$\Delta T = \left(\frac{A_b E_b}{L_b}\right)\left(\frac{N_o L_{fl}}{A_{fl} E_{fl}}\right) = \left(\frac{A_b E_b / L_b}{A_{fl} E_{fl} / L_{fl}}\right) N_o = \left(\frac{A_b E_b / L_b}{A_{fl} E_{fl} / L_{fl}}\right) T_o \approx 0.1 T_o$$

ពីសមីការ 7.8

$$T_o + 0.1T_o = F \qquad \text{ឬ} \qquad F = 1.1T_o$$

FIGURE 7.27

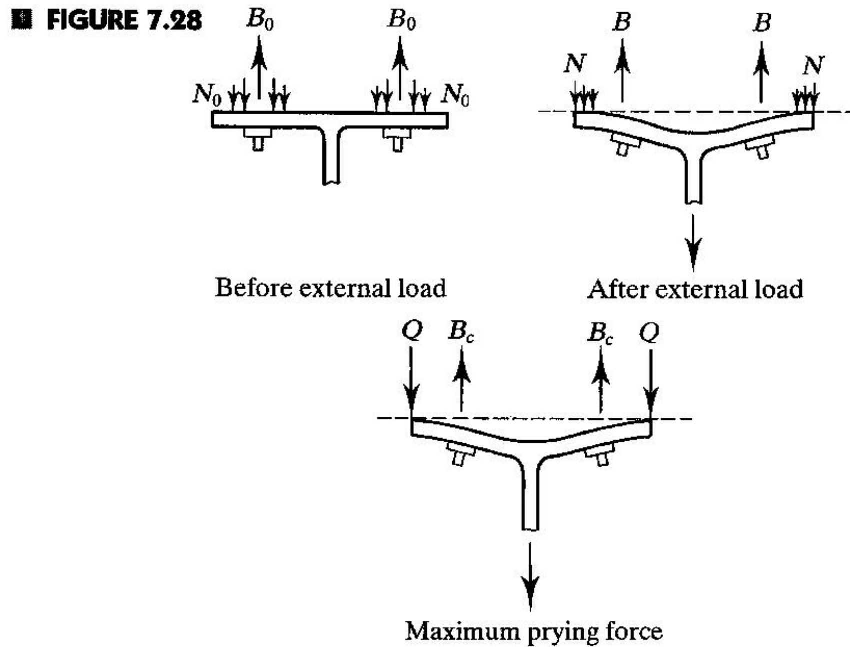


ដូចនេះ នៅខណៈពេលដែលចាប់ផ្តើមឃ្លាត កម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុងធំជាងកម្លាំងទាញដើមដែលមាននៅពេលដំឡើងប៊ូឡុងប្រហែល 10% ។ ប៉ុន្តែ នៅពេលដែលផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ឃ្លាតចេញ កម្លាំងខាងក្រៅដែលកើនឡើងនឹងត្រូវបានទប់ដោយកម្លាំងដែលកើនឡើងត្រូវគ្នានៅក្នុងប៊ូឡុង។ ប្រសិនបើគេសន្មត់ថាកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុងត្រូវបានដាក់ឱ្យស្មើកម្លាំងខាងក្រៅ (ប្រសិនបើគ្មានកម្លាំងទាញដើម) ហើយការតភ្ជាប់រងនូវបន្ទុករហូតដល់ផ្នែកដែលតភ្ជាប់ឃ្លាតចេញពីគ្នា នោះកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុងត្រូវបានគណនាតិចជាង 10% ។ សម្រាប់ករណីនេះប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ត្រូវរងនូវប្រេកុងត្រាំងតាមតម្លៃដែលមាននៅក្នុង AISC Table J3.1 ទោះជាការតភ្ជាប់ នេះជា slip-critical ឬមិនមែនក៏ដោយ។ ជារួម គេត្រូវគណនាកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុងដោយគិតបញ្ចូលទាំងកម្លាំងទាញដើម។

Prying Action

សម្រាប់ការតភ្ជាប់ភាគច្រើនដែលគ្រឿងភ្ជាប់រងកម្លាំងទាញ កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់អាចបង្កើនកម្លាំងទាញដែលអនុវត្តទៅលើគ្រឿងភ្ជាប់។ ប្រភេទ hanger connection ដែលបានរៀបរាប់ខាងលើជាប្រភេទការតភ្ជាប់ដែលមានលក្ខណៈធ្វើការដូចដែលបានរៀបរាប់។ កម្លាំងទាញបន្ថែមត្រូវបានគេហៅថា ផរយិនង ថ្យរចេ ហើយត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៨ ដែលរូបនេះបង្ហាញពីកម្លាំងនៅលើអង្គសេរីរបស់ hanger ។ មុនពេលដែលបន្ទុកខាងក្រៅអនុវត្ត កម្លាំងសង្កត់កែង (normal compressive force) N_o ប្រមូលផ្តុំនៅលើអង្ស័របស់ប៊ូឡុង។ នៅពេលដែលបន្ទុកអនុវត្ត ប្រសិនបើស្លាប flexible គ្រប់គ្រាន់ នោះវានឹងខូចទ្រង់ទ្រាយដូចដែលបង្ហាញ ហើយកម្លាំងសង្កត់នឹងរំកិលទៅខាងចុងរបស់ស្លាប។ ការពង្រាយកម្លាំងឡើងវិញនេះ នឹងកែប្រែទំនាក់ទំនងរវាងបន្ទុកទាំងអស់ ហើយកម្លាំងទាញរបស់ប៊ូឡុងនឹងកើនឡើង។ ប៉ុន្តែ ប្រសិនបើផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់មានលក្ខណៈរឹងគ្រប់គ្រាន់ វានឹងមិនមានការផ្លាស់ប្តូរកម្លាំងទេ ហើយក៏មិនមាន prying action ដែរ។ គេទទួលបានតម្លៃអតិបរមារបស់ prying force នៅពេលដែលកាច់ជ្រុងរបស់ស្លាបនៅតែប៉ះជាមួយនឹងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដទៃទៀត។

នៅក្នុងការតភ្ជាប់ប្រភេទនេះ bending ដែលកើតឡើងដោយ prying force តែងតែមានលក្ខណៈលុប ក្នុងការគណនាផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់។ AISC J3.6 តម្រូវឱ្យគិតបញ្ចូល prying force ទៅក្នុងការគណនាកម្លាំងទាញដែលអនុវត្តលើគ្រឿងភ្ជាប់។

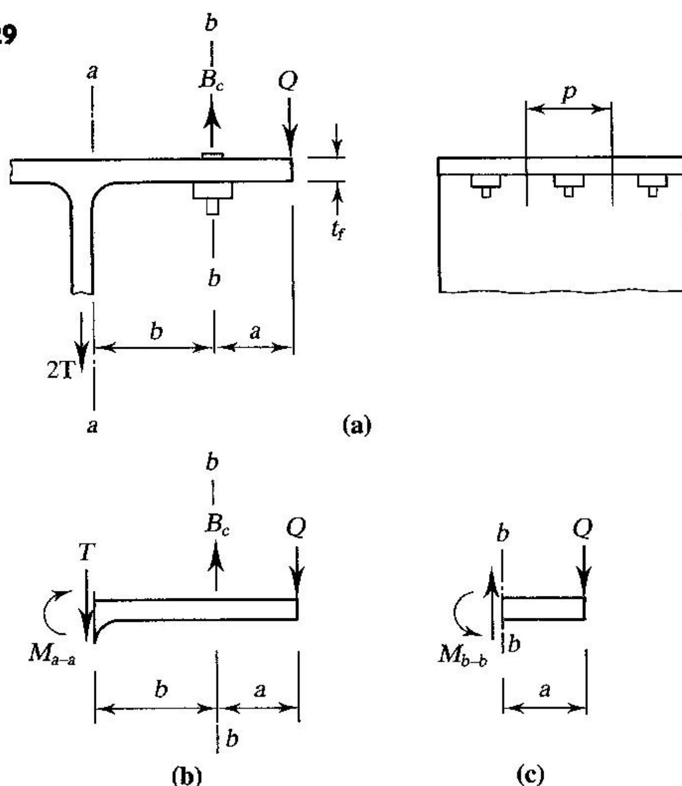


វិធីសាស្ត្រសម្រាប់ការគណនា prying force ដែលឈរលើ Guide to design Criteria for Bolted and Riveted Joints (Kulak, Fisher, និង Strick, 1987) មាននៅក្នុង Manual in Part 11, “Connections for Tension and Compression” (Volume II)។ ករណីជាក់លាក់ដែលត្រូវបានត្រួតពិនិត្យជាការតភ្ជាប់ structural tee shape ហើយដែកកែងគូរដែលខ្នងទល់ខ្នង (a pair of back-to-back angle) នឹងត្រូវបានគិតក្នុងផ្លូវដូចគ្នាដែរ។ វិធីដែលបង្ហាញនៅទីនេះមានទំរង់ខុសគ្នាបន្តិចតែផ្តល់នូវលទ្ធផលដូចគ្នា។

វិធីដែលប្រើគឺឈរលើគម្រូដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.២៩។ គ្រប់កម្លាំងទាំងអស់គឺសម្រាប់តែគ្រឿងភ្ជាប់មួយ។ ដូចនេះ T ជាកម្លាំងទាញមេគុណខាងក្រៅដែលអនុវត្តទៅលើតែប៊ូឡុងមួយ, Q ជា prying force ដែលត្រូវគ្នានឹងប៊ូឡុងមួយ និង B_c ជាកម្លាំងប៊ូឡុងសរុប។ Prying force បានរំកិលទៅចុងរបស់ស្លាប ហើយវាមានតម្លៃអតិបរមា។

សមីការខាងក្រោមត្រូវបានបំបែកពីសមីការលំនឹងរបស់អង្គសេរីក្នុងរូបទី ៧.២៩។ ពីផលបូកម៉ូម៉ង់ត្រង់មុខកាត់ B-B នៅក្នុងរូបទី ៧.២៩ b

$$Tb - M_{a-a} = Qa \quad (7.10)$$



ពីរូបទី ៧.២៩ c

$$M_{b-b} = Qa \qquad (7.11)$$

ចុងក្រោយ, កម្លាំងលំនឹងត្រូវការគឺ

$$B_c = T + Q \qquad (7.12)$$

សមីការលំនឹងទាំងបីនេះអាចបញ្ចូលគ្នាដើម្បីទទួលបានសមីការទោលសម្រាប់កម្លាំងប៊ូឡុងសរុប ដែលរួមបញ្ចូលទាំងឥទ្ធិពល prying force ។ ដំបូងយើងកំណត់អថេរ α ជាផលធៀបរវាងម៉ូម៉ង់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងតាមបណ្តោយអ័ក្សប៊ូឡុងលើម៉ូម៉ង់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងនៅត្រង់ផ្ទៃគល់ ។ សម្រាប់អ័ក្សប៊ូឡុង, ប្រវែងជា net length, ដូចនេះ

$$\alpha = \frac{M_{b-b}/(p-d')}{M_{a-a}/p} = \frac{M_{b-b}}{M_{a-a}}\left(\frac{1}{1-d'/p}\right) = \frac{M_{b-b}}{\delta M_{a-a}} \qquad (7.13)$$

ដែល $p =$ ប្រវែងរងសំពាធរបស់ស្លាបសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយ (មើលរូបទី ៧.២៩ a)

$d' =$ អង្កត់ផ្ចិតរបស់ប្រហោងប៊ូឡុង

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} = \frac{\text{net area at bolt line}}{\text{gross area at web face}}$$

$$M_{a-a} = \text{design strength at } a-a = \phi_b M_p = \phi_b\left(pt_f^2 F_y/4\right)$$

យើងអាចបញ្ចូលសមីការលំនឹងបី 7.10-7.12 ដើម្បីទទួលបានកម្លាំងប៊ូឡុងសរុប, B_c :

$$B_c = T\left[1+\frac{\delta\alpha}{(1+\delta\alpha)}\frac{b}{a}\right] \quad (7.14)$$

ជាមួយនឹង បន្ទុកដែលទទួលបានពីសមីការ 7.14 យើងនឹងទទួលបានកំហូចទ្រង់ទ្រាយធំដែលធ្វើឱ្យកុងត្រាំងទាញផ្ចួបនៅក្នុងប៊ូឡុងមិនត្រួតស៊ីគ្នាជាមួយអ័ក្សរបស់ប៊ូឡុង។ ដូចនេះ កម្លាំងក្នុងប៊ូឡុងដែលឱ្យដោយសមីការ 7.14 មិនត្រូវគ្នាជាមួយនឹងលទ្ធផលពិសោធន៍។ ដើម្បីទទួលបានលទ្ធផលដែលចង់បាន លុះត្រាតែកម្លាំង B_c រំកិលទៅកាន់គល់របស់ tee ដោយបរិមាណ $d/2$ ដែល d ជាអង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង។ ដូចនេះតម្លៃ b និង a ត្រូវបានកែប្រែជា

$$b' = b - \frac{d}{2} \qquad \text{និង} \qquad a' = a + \frac{d}{2}$$

(ដើម្បីឱ្យត្រូវនឹងលទ្ធផលពិសោធន៍កាន់តែល្អ តម្លៃរបស់ a មិនត្រូវធំជាង $1.25b$ ទេ)

ជាមួយនឹងការផ្លាស់ប្តូរនេះយើងអាចសរសេរសមីការ 7.14 ជា

$$B_c = T\left[1+\frac{\delta\alpha}{(1+\delta\alpha)}\frac{b'}{a'}\right] \quad (7.15)$$

យើងអាចកំណត់ α ពីសមីការ 7.15 ដោយឱ្យកម្លាំងនៅក្នុងប៊ូឡុង B_c ស្មើទៅនឹង design tensil strength ដែលយើងសំគាល់ជា B ។ លទ្ធផលដែលទទួលបានគឺ

$$\alpha = \frac{[(B/T)-1](a'/b')}{\delta\{1-[(B/T)-1](a'/b')\}} \quad (7.16)$$

គេអាចមានស្ថានភាពកំណត់ពីរ: tensil failure របស់ប៊ូឡុង និង bending failure របស់ tee ។ គេសន្មត់ថា failure របស់ tee កើតមាននៅពេលដែលសន្លាក់ប្លាស្ទិច (plastic hinges) កើតមានត្រង់មុខកាត់ a-a, ត្រង់គល់របស់ tee, និងនៅត្រង់មុខកាត់ b-b ។ ដោយហេតុនេះវានឹងបង្កើតជា beam mechanism ។ ម៉ូម៉ង់នៃទីតាំងទាំងនេះនឹងស្មើនឹង M_p ដែលជាលទ្ធភាពម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិចនៃប្រវែងរបស់ប្រវែងរងសំពាធរបស់ស្លាបសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយ។ ប្រសិនបើតម្លៃដាច់ខាតរបស់ α ដែលទទួលបានពីសមីការ 7.16 តូចជាង 1.0 នោះម៉ូម៉ង់នៅត្រង់អ័ក្សប៊ូឡុងតូចជាងម៉ូម៉ង់នៅត្រង់គល់ tee ដែលវាបង្ហាញថា beam mechanism មិនត្រូវបានបង្កើតទេ ហើយស្ថានភាពកំណត់ត្រូវបានកំណត់ជា tensile failure របស់ប៊ូឡុង។ កម្លាំងប៊ូឡុង B_c ក្នុងករណីនេះ នឹងស្មើនឹង design strength B ។ ប្រសិនបើតម្លៃដាច់ខាតរបស់ $\alpha \geq 1.0$ នោះ plastc hinges នឹងកើតមាននៅត្រង់ a-a និង b-b ហើយស្ថានភាពកំណត់គឺ flexural failure របស់ស្លាបរបស់ tee ។ ដោយសារតែម៉ូម៉ង់ត្រង់កន្លែងទាំងពីរនេះត្រូវបានកំណត់ត្រឹមម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច M_p នោះ α គួរតែត្រូវបានកំណត់ស្មើនឹង 1.0 ។

សមីការលំនឹងបី 7.10-7.12 ក៏អាចត្រូវបានរួមបញ្ចូលគ្នាក្លាយជាសមីការតែមួយសម្រាប់កំណត់កម្រាស់ស្លាប t_f ។ ពីសមីការ 7.10 និង 7.11 យើងអាចសរសេរ

$$Tb' - M_{a-a} = M_{b-b}$$

ដែល b' ត្រូវបានជំនួសឱ្យ b ។ ពីសមីការ 7.13

$$Tb' - M_{a-a} = \delta\alpha M_{a-a} \qquad (7.17)$$

ឱ្យ M_{a-a} ស្មើនឹង design strength គេទទួលបាន

$$M_{a-a} = \phi_b M_p = \phi_b \frac{pt_f^2 F_y}{4}$$

ដែល t_f ជាកម្រាស់ស្លាបដែលត្រូវការ ។ ជំនួស M_{a-a} ទៅក្នុងសមីការ 7.17 យើងទទួលបាន

$$t_f = \sqrt{\frac{4Tb'}{\phi_b pF_y (1 + \delta\alpha)}}$$

ដែល $\phi_b = 0.90$

$$t_f = \sqrt{\frac{4.444Tb'}{pF_y (1 + \delta\alpha)}} \qquad (7.18)$$

ការគណនាការតភ្ជាប់ដែលរងនូវ prying action ជាដំណើរការគណនា trial-and-error ។ នៅពេលជ្រើសរើសទំហំ និងចំនួនរបស់ប៊ូឡុង យើងត្រូវតែគិតត្រៀមទុកសម្រាប់ prying force ។ ការជ្រើសរើសកម្រាស់ tee មានការលំបាកជាងដោយសារវាទាក់ទងទៅនឹងការជ្រើសរើសប៊ូឡុង និងទំហំ tee ។ គេអាចប្រើ Preliminary Hanger Connection Selection Table ដែលមាននៅក្នុង Part 11 of the Manual សម្រាប់ជួយសម្រួលដល់ការជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បង ។ នៅពេលដែលគេជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បង, ដឹងចំនួនប៊ូឡុង និងការតម្រៀបប៊ូឡុងរួចហើយ គេអាចប្រើសមីការ 7.15 និង 7.18 ដើម្បីផ្ទៀងផ្ទាត់ ។

ប្រសិនបើកម្រាស់ស្លាបជាក់ស្តែងខុសពីតម្លៃដែលត្រូវការ តម្លៃជាក់ស្តែងរបស់ α និង B_c ក៏អាចខុសពីអ្វីដែលគេបានគណនាកន្លងមកដែរ ។ ប្រសិនបើគេត្រូវកម្លាំងប៊ូឡុងជាក់ស្តែង ដែលរួមបញ្ចូលទាំង prying force Q នោះគេត្រូវកំណត់ α ឡើងវិញដូចខាងក្រោម ។

$$M_{b-b} = Tb' - M_{a-a}$$

ពីសមីការ 7.13,

$$\alpha = \frac{M_{b-b}}{\delta M_{a-a}}$$

$$= \frac{Tb' - M_{a-a}}{\delta M_{a-a}} = \frac{Tb'/M_{a-a} - 1}{\delta}$$

ដោយឱ្យ M_{a-a} ស្មើទៅនឹង design moment គេបាន

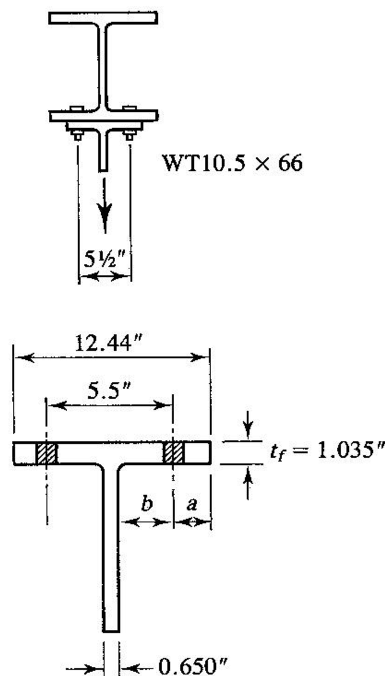
$$M_{a-a} = \phi_b M_p = 0.90\left(\frac{pt_f^2 F_y}{4}\right)$$

នោះ $$\alpha = \frac{\dfrac{Tb'}{0.90 pt_f^2 F_y / 4} - 1}{\delta} = \frac{1}{\delta}\left(\frac{4.444Tb'}{pt_f^2 F_y} - 1\right) \quad (7.19)$$

គេអាចរកកម្លាំងប៊ូឡុងសរុបពីសមីការ 7.15

ឧទាហរណ៍ ៧.៩: $WT10.5\times 66$ ប្រវែង $8in.$ ត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹងបាតស្លាបរបស់ធ្នឹម ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣០ ។ Hanger នេះរងនូវបន្ទុកមេគុណ $90kips$ ។ កំណត់ចំនួនប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ដែលត្រូវការ និងផ្ទៀងផ្ទាត់នូវភាពគ្រប់គ្រាន់របស់ tee ។ ដែកដែលប្រើជាប្រភេទដែក $A36$ ។

FIGURE 7.30



ដំណោះស្រាយ: ក្រឡាផ្ទៃប៊ូឡុងគឺ

$$A_b = \frac{\pi(7/8)^2}{4} = 0.6013in.^2$$

ហើយ design strength របស់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$B = \phi R_n = \phi F_t A_b = 0.75(90)(0.6013) = 40.59kips$$

ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការគឺ $90/40.59=2.22$ ។ ចំនួនប៊ូឡុងអប្បបរមាដែលត្រូវការគឺ 4 ដើម្បីរក្សាភាពស៊ីមេទ្រី ។ ពីទំហំដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣០

$$b=\frac{(5.5-0.650)}{2}=2.425in.$$

$$a=\frac{(12.44-5.5)}{2}=3.470in.$$

$$1.25b=1.25(2.425)=3.031in.<3.470in.$$

យក $a=3.031in.$

$$b'=b-\frac{d}{2}=2.425-\frac{7/8}{2}=1.988in.$$

$$a'=a+\frac{d}{2}=3.031+\frac{7/8}{2}=3.468in.$$

បន្ទុកខាងក្រៅមេគុណក្នុងមួយប៊ូឡុង ដោយគិតទាំង prying force គឺ $T=90/4=22.5kips$ ។

គណនា δ ៖

$$d'=d+\frac{1}{8}=\frac{7}{8}+\frac{1}{8}=1in.$$

$$p=\frac{8}{2}=4in.$$

$$\delta=1-\frac{d'}{p}=1-\frac{1}{4}=0.75$$

គណនា α ៖

$$\frac{B}{T}-1=\frac{40.59}{22.5}-1=0.8040$$

$$\frac{a'}{b'}=\frac{3.468}{1.988}=1.744$$

ពីសមីការ 7.16,

$$\alpha=\frac{[(B/T)-1](a'/b')}{\delta\{1-[(B/T)-1](a'/b')\}}=\frac{0.8040(1.744)}{0.75[1-0.8040(1.744)]}=-4.65$$

ដោយសារ $|\alpha|>1.0$, យក $\alpha=1.0$ ។ ពីសមីការ 7.18

$$t_f=\sqrt{\frac{4.444Tb'}{pF_y(1+\delta\alpha)}}=\sqrt{\frac{4.444(22.5)(1.988)}{4(36)(1+0.75)}}$$

$$=0.888in.<1.035in. \qquad \text{(OK)}$$

ទាំងចំនួនប៊ូឡុងដែលជ្រើសរើស នឹងកម្រាស់ស្លាបគឺគ្រប់គ្រាន់ ហើយមិនត្រូវការការគណនាតទៅមុខទៀតទេ ។ ប៉ុន្តែ ដើម្បីបង្ហាញពីវិធីសាស្ត្រគណនា យើងគណនា prying force ដោយប្រើសមីការ 7.19 និង 7.15 ។ ពីសមីការ 7.19,

$$\alpha = \frac{1}{\delta}\left(\frac{4.444Tb'}{pt_f^2 F_y} - 1\right) = \frac{1}{0.75}\left[\frac{4.444(22.5)(1.988)}{4(1.035)^2(36)} - 1\right] = 0.3848$$

ពីសមីការ 7.15, កម្លាំងប៊ូឡុងសរុប ដោយគិតទាំង prying force គឺ

$$B_c = T\left[1 + \frac{\delta\alpha}{(1+\delta\alpha)}\frac{b'}{a'}\right]$$

$$= 22.5\left[1 + \frac{0.75(0.3848)}{1+0.75(0.3848)}\left(\frac{1.988}{3.468}\right)\right] = 25.39kips$$

Prying force គឺ

$$Q = B_c - T = 25.39 - 22.5 = 2.89kips$$

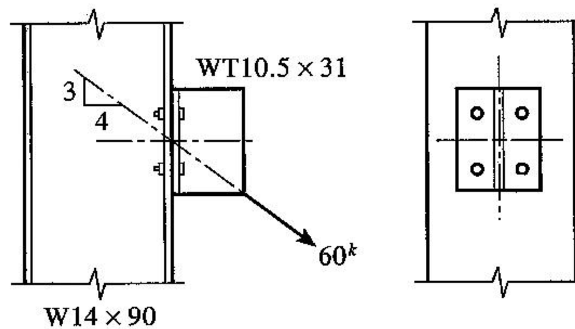
ចម្លើយ: $WT10.5\times66$ គ្រប់គ្រាន់ ។ ប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$

ប្រសិនបើកម្រាស់ស្លាបមិនគ្រប់គ្រាន់ គេអាចសាកល្បង tee shape ដែលមានទំហំធំជាង ឬក៏ប្រើចំនួនប៊ូឡុងបន្ថែមដើម្បីកាត់បន្ថយ T ដែលជាកម្លាំងខាងក្រៅក្នុងមួយប៊ូឡុង ។ Prying force នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៧.៩ បន្ថែមប្រហែល 13% ទៅលើកម្លាំងខាងក្រៅ ។ ការចោលនូវកម្លាំងទាញបន្ថែមនេះនឹងផ្តល់នូវផលវិបាកយ៉ាងធ្ងន់ធ្ងរ ។

៧.៩. កម្លាំងផ្គួបរវាងកម្លាំងទាញ និងកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុង (Combined Shear and Tension in Fasteners)

នៅក្នុងស្ថានភាពជាច្រើនការតភ្ជាប់តែងប្រឈមនឹងកម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញ ។ តំណដែលទទួលបន្ទុកចំណាកផ្ចិតត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូកទី ៨ ។ ប៉ុន្តែ សម្រាប់តំណសាមញ្ញខ្លះ គ្រឿងភ្ជាប់ស្ថិតក្នុងស្ថានភាពកម្លាំងផ្គួប ។ រូបទី ៧.៣១ បង្ហាញពីកំណាត់ structural tee ដែលភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបរបស់សសរក្នុងគោលបំណងដើម្បីភ្ជាប់អង្កត់ពង្រឹង (bracing member) ។ អង្កត់ពង្រឹងនេះត្រង់បានដាក់តំរង់យ៉ាងណាដើម្បីឱ្យខ្សែសកម្មរបស់កម្លាំងកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់ការតភ្ជាប់ ។ បង្គុំកម្លាំងបញ្ឈរនឹងធ្វើឱ្យគ្រឿងភ្ជាប់រងកុងត្រាំងកាត់ ហើយបង្គុំកម្លាំងដេកនឹងបង្កើតកម្លាំងទាញ (ដែលអាចមានការផ្សំជាមួយនឹង prying force) ។ ដោយសារខ្សែសកម្មរបស់កម្លាំងធ្វើអំពើកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់តំណ គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗត្រូវបានសន្មត់ថាទទួលកុងត្រាំងដោយចំណែកស្មើៗគ្នា ។

FIGURE 7.31



ក្នុងករណីបង្កុំកម្លាំងផ្សេងទៀត គេអាចប្រើវិធីរូបមន្តអន្តរកម្ម (interaction formula approach) ។ រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់ និងរេស៊ីស្តង់កម្លាំងទាញសម្រាប់ប៊ូឡុងប្រភេទ bearing គឺឈរលើលទ្ធផលនៃការពិសោធ នឹងត្រូវបានយកពី elliptical interaction curve ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣២ ។ សមីការរបស់ខ្សែនេះគឺ

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2 = 1.0$$

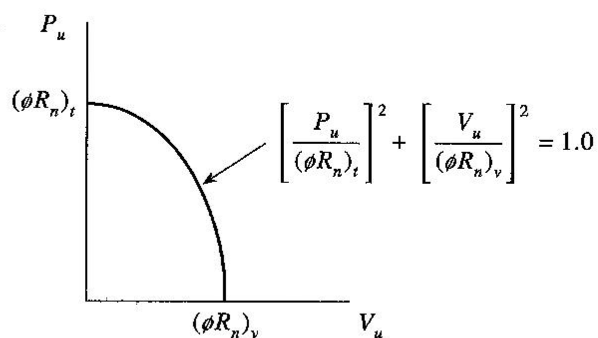
ដែល P_u = កម្លាំងទាញមេគុណនៅលើប៊ូឡុង

$(\phi R_n)_t$ = design strength របស់ប៊ូឡុងរងការទាញ

V_u = កម្លាំងកាត់ទទឹងមេគុណនៅលើប៊ូឡុង

$(\phi R_n)_v$ = design strength របស់ប៊ូឡុងរងការកាត់

FIGURE 7.32



បន្សំកម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញដែលអាចទទួលយកបានគឺវាជួបគ្នាត្រង់កន្លែងដែលស្ថិតនៅពីក្រោមខ្សែកោង ។ នេះជាតម្រូវការរបស់ RCSC Specification ដែល

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2 \le 1.0 \qquad \text{(RCSC Equation LRFD 4.2)}$$

សម្រាប់ slip-critical connection ដែលប៊ូឡុងរងនូវកម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញ ឥទ្ធិពលរបស់កម្លាំងទាញគឺបន្ធូរបន្ថយ clamping force ដែលធ្វើឱ្យមានការកាត់បន្ថយកម្លាំងកកិត។ AISC Specification កាត់បន្ថយ slip-critical shear strength សម្រាប់ករណីនេះ។ ពី AISC Appendix J, slip-critical shear strength ត្រូវបានគុណដោយមេគុណ

$$\left[1-\frac{T_u}{1.13T_m N_b}\right] \qquad \text{(AISC Equation A-J3-2)}$$

ដែល T_u = កម្លាំងទាញមេគុណនៅលើតំណ

T_m = កម្លាំងទាញប៊ូឡុងដើមដែលបានពី AISC Table J3.1

N_b = ចំនួនប៊ូឡុងនៅក្នុងតំណ

ចំណាំថា RCSC Equation LRFD 4.2 ដែលបានបង្ហាញនៅទីនេះត្រូវបានអនុវត្តទៅលើប៊ូឡុងទោល តែ AISC Equation A-J3-2 ដែលបានបង្ហាញនៅទីនេះអនុវត្តទៅលើតំណទាំងមូល។ សមីការនីមួយៗអាចត្រូវបានកែប្រែដើម្បីអនុវត្តសម្រាប់វិធីផ្សេងទៀត។

ឧទាហរណ៍ ៧.១០: គេប្រើ $WT10.5\times31$ ជា bracket ដើម្បីបញ្ជូន service load $60kips$ ទៅសសរ $W14\times90$ ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣១។ បន្ទុកផ្សំឡើងដោយបន្ទុកថេរ $15kips$ និងបន្ទុកអថេរ $45kips$ ។ គេប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ចំនួន 4 គ្រាប់។ ទាំងសសរ និង bracket ធ្វើពីដែក $A36$ ។ សន្មត់ថាតម្រូវការគំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមទាំងអស់គឺគ្រប់គ្រាន់ ដោយរួមបញ្ចូលទាំងភាពចាំបាច់សម្រាប់ការប្រើប្រាស់ design strengn អតិបរមាសម្រាប់ bearing (ដូចជា $\phi[2.4dtF_u]$) និងកំណត់នូវភាពគ្រប់គ្រាន់របស់ប៊ូឡុងសម្រាប់ការតភ្ជាប់ខាងក្រោម:

(1) bearing –types connection ដែលមានធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់។ (2) slip-critical connection ដែលមានធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់។

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកមេគុណគឺ

$$1.2D+1.6L=1.2(15)+1.6(45)=90kips$$

(1) សម្រាប់ bearing-type connection ដែលមានធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ កម្លាំងកាត់ទទឹងសរុបគឺ

$$\frac{3}{5}(90)=54kips$$

កម្លាំងកាត់ទទឹងសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$V_u = \frac{54}{4} = 13.5kips$$

និង $$A_b = \frac{\pi(7/8)^2}{4} = 0.6013in.^2$$

$$(\phi R_n)_v = \phi F_v A_b = 0.75(48)(0.6013)$$

$$= 21.65kips > 13.5kips$$

Bearing strength (ស្លាបរបស់ tee លុប) គឺ

$$\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)(0.615)(58)$$

$$= 56.18kips > 13.5kips \quad \text{(OK)}$$

កម្លាំងទាញសរុបគឺ

$$\frac{4}{5}(90) = 75kips$$

កម្លាំងទាញសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$P_u = \frac{72}{4} = 18kips$$

ពី AISC Table J3.2,

$$(\phi R_n)_t = \phi F_t A_b = 0.75(90)(0.6013) = 40.59kips > 18kips \quad \text{(OK)}$$

ពី RCSC Equation LRFD 4.2,

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2 = \left(\frac{18}{40.59}\right)^2 + \left(\frac{13.5}{21.65}\right)^2 = 0.585 < 1.0 \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: ការតភ្ជាប់មានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ជា bearing-type connection ។ (ដើម្បីកុំឱ្យពិបាកយល់ក្នុងការបន្ស៊ាំបន្ទុករបស់ឧទាហរណ៍នេះ prying action មិនត្រូវបានរួមបញ្ចូលទៅក្នុងការវិភាគទេ) ។

(2) សម្រាប់ slip-critical connection, ដែលមានធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ ពីផ្នែក (1) shear, bearing, and tension strength គឺមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ ។ ពី RCSC Equation LRFD 5.3, slip-critical strenght គឺ

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s)$$

ពី AISC Table J3.1, កម្លាំងទាញសម្រាប់ប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ គឺ

$$T_m = 39kips$$

ប្រសិនបើយើងសន្មត់ផ្ទៃប៉ះជា Class A, slip coefficent គឺ $\mu = 0.33$ និងសម្រាប់ប៊ូឡុងបួនគ្រាប់

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s) = 1.0(1.13)(0.33)(39)(4)(1) = 58.17kips$$

ដោយសារវាមានកម្លាំងទាញនៅលើប៊ូឡុង, slip-critcal strength ត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយមេគុណ

$$\left(1-\frac{T_u}{1.13T_m N_b}\right)=\left[1-\frac{72}{1.13(39)(4)}\right]=0.5916$$

ដូចនេះរេស៊ីស្តង់ដែលបានកាត់បន្ថយហើយគឺ

$$\phi R_{str}=0.5916(58.17)=34.4kips<54kips \qquad \text{(N.G.)}$$

ចម្លើយ: ការតភ្ជាប់មិនមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ជា slip-critical connection ទេ ។

ការតភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងដែលរងនូវកម្លាំងកាត់ទទឹង និងកម្លាំងទាញអាចត្រូវបានគណនាដោយផ្ទាល់ ។ គេអាចប្រើ RCSC Equation 4.2 ដើម្បីដោះស្រាយទំហំប៊ូឡុងដូចខាងក្រោម:

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2+\left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2=\left(\frac{P_u}{\phi F_t\sum A_b}\right)^2+\left(\frac{V_u}{\phi F_v\sum A_b}\right)^2$$

$$=\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2\frac{1}{(\sum A_b)^2}+\left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2\frac{1}{(\sum A_b)^2}$$

ដែល P_u = កម្លាំងទាញសរុបនៅលើតំណ

F_t = ultimate tensile stress របស់ប៊ូឡុង

V_u = កម្លាំងកាត់ទទឹងសរុបនៅលើតំណ

F_v = ultimate shear stress របស់ប៊ូឡុង

$\sum A_b$ = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ប៊ូឡុងសរុប

ជំនួសទៅក្នុង RCSC Equation LRFD 4.2, យើងបាន

$$\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2\frac{1}{(\sum A_b)^2}+\left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2\frac{1}{(\sum A_b)^2}\le 1.0$$

ឬ
$$\sum A_b\ge\sqrt{\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2+\left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2} \qquad (7.20)$$

ដែល $\sum A_b$ ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ប៊ូឡុងសរុប

ឧទាហរណ៍ ៧.១១: តំណដែលរងបន្ទុកចំផ្ចិតរងនូវ service load shear force 50*kips* និង service tensile force 100*kips* ។ បន្ទុក 25% ជាបន្ទុកថេរ និង 75% ជាបន្ទុកអថេរ ។ គ្រឿងភ្ជាប់រងនូវ single shear ហើយ baring strength នឹងត្រូវបានគណនាជាមួយនឹងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដែលមានកម្រាស់ 5/16*in.* ។ សន្មត់

ថា គំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមទាំងអស់មានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ និងសន្មត់ថាគេអនុញ្ញាតឱ្យប្រើ bearing strength អតិបរមា $\phi(2.4dtF_u)$ ។ កំណត់ចំនួនប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ដែលចាំបាច់សម្រាប់ករណីខាងក្រោម៖

(1) bearing-type connection ជាមួយនឹងធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់

(2) slip-critical connection ជាមួយនឹងធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់

ផ្ទៃប៉ះទាំងអស់មាន clean mill scale ។

ការគណនានេះមិនបានពិចារណា prying action សំខាន់ទេ ។

ដំណោះស្រាយ: កម្លាំងកាត់ទទឹងមេគុណ $=1.2[0.25(50)]+1.6[0.75(50)]=75kips$

កម្លាំងទាញមេគុណ $=1.2[0.25(100)]+1.6[0.75(100)]=150kips$

(1) សម្រាប់ bearing-type connection ជាមួយនឹងធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ សមីការ 7.20 ឱ្យ

$$\sum A_b \geq \sqrt{\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2+\left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)} = \sqrt{\left[\frac{150}{0.75(90)}\right]^2+\left[\frac{75}{0.75(48)}\right]^2} = 3.046in.^2$$

ក្រឡាផ្ទៃរបស់មុខកាត់ទោលគឺ

$$A_b = \frac{\pi(3/4)^2}{4} = 0.4418in.^2$$

ដូចនេះចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការគឺ

$$\frac{\sum A_b}{A_b} = \frac{3.046}{0.4418} = 6.89$$

សាកល្បងប៊ូឡុង 7 គ្រាប់ ហើយត្រួតពិនិត្យ bearing:

$$\phi R_n = \phi(2.4dtF_u)\times 7$$

$$= 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{5}{16}\right)(58)(7) = 171kips > 75kips$$

(គេមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យគំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមសម្រាប់ការគណនាចុងក្រោយទេ)

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុង 7 គ្រាប់ ។ (ប្រសិនបើគេរៀបប៊ូឡុងជាពីរជួរ នោះប្រើប៊ូឡុង 8 គ្រាប់ដើម្បីភាពស៊ីមេទ្រី)

(2) សម្រាប់ slip-critical connection, slip-critical strength ដែលឱ្យដោយ RCSC Equation LRFD ត្រូវបានគុណដោយមេគុណកាត់បន្ថយរបស់ AISC Equation A-J3-2:

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s)\left(1-\frac{T_u}{1.13T_m N_b}\right) \qquad (7.21)$$

ពី AISC Table J3.1, សម្រាប់ប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$, $T_m = 28kips$ ។ ជំនួស T_m ទៅក្នុងសមីការ 7.21, យើងបាន

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s)\left(1 - \frac{T_u}{1.13 T_m N_b}\right)$$

$$= 1.0(1.13)(0.33)(28)(N_b)(1)\left[1 - \frac{150}{1.13(28)N_b}\right]$$

$$= 10.44\left(1 - \frac{4.741}{N_b}\right) = 10.44(N_b - 4.741)$$

ដាក់លទ្ធផលដែលទទួលបាននេះ និងកម្លាំងកាត់ទទឹងដែលអនុវត្តឱ្យស្មើគ្នា នោះយើងអាចរកចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការដើម្បីការពារ slip:

$$10.44(N_b - 4.741) = 75kips$$

$$N_b = 11.9$$

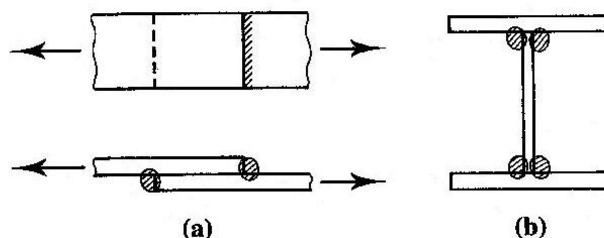
ដោយសារប៊ូឡុង 7 គ្រាប់គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ shear, bearing និង tension ដូចនេះគេមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យស្ថានភាពកំណត់ទាំងនេះទេ ។

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$

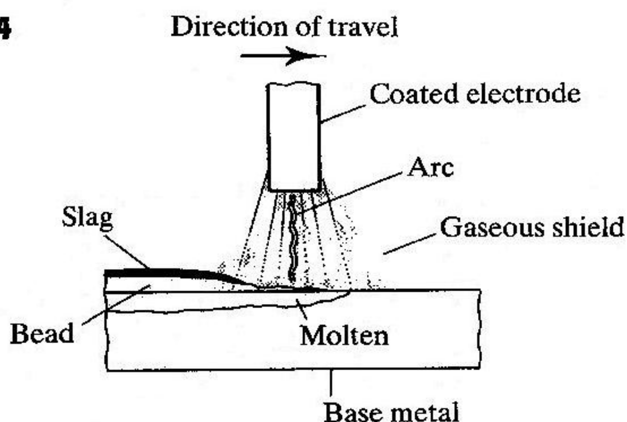
៧.១០. តំណផ្សារ (Welded connections)

ការផ្សារជាដំណើរការធ្វើឱ្យផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ជាប់គ្នា ។ ឧទាហរណ៍ អង្កត់រងការទាញដែលមាន lap joint ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៣ a អាចត្រូវបានធ្វើឡើងដោយការផ្សារតាមចុងទាំងសង្ខាងរបស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ ។ កំពស់ដ៏តូចបំផុតរបស់សម្ភារៈត្រូវបានរលាយ ក្រោយពីទុកឱ្យត្រជាក់ គ្រឿងបង្គុំដែក និង weld metal ធ្វើការដូចផ្នែកដែលជាប់គ្នានៅកន្លែងតំណ ។ ដែកបន្ថែមត្រូវបានដាក់ពី special electrode ដែលជាផ្នែករបស់ចរន្តអគ្គិសនីទៅលើផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ ឬ base metal ។

FIGURE 7.33



នៅក្នុងដំណើរការ shielded metal arc welding (SMAW) ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៤ ធ្នូអគ្គិសនី (current arc) កាត់តាមចន្លោះរវាង electrode និង base metal ដោយរំលាយផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ និងដាក់ផ្នែករបស់អេឡិចត្រូតទៅក្នុង base metal ដែលរលាយ។ Specail coating នៅលើ electrode បង្កើត protective gaseous shield ដោយការពារ molten weld metal ពីអុកស៊ីតកម្មមុននឹងវារឹង។ គេរំកិល electrode កាត់តាមតំណ ហើយ weld bead ត្រូវបានដាក់ ទំហំរបស់វាអាស្រ័យនឹងអត្រានៃដំណើររបស់ electrode ។ នៅពេលដែលទឹកបន្សារត្រជាក់ impuriries លេចឡើងនៅលើផ្ទៃ ដែលបង្កើតជា coating ដែលគេហៅថា slag ហើយ slag នេះត្រូវបានយកចេញមុននឹងលាបថ្នាំលើអង្កត់ ឬផ្នែកផ្សេងៗដែលត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយ electrode ។

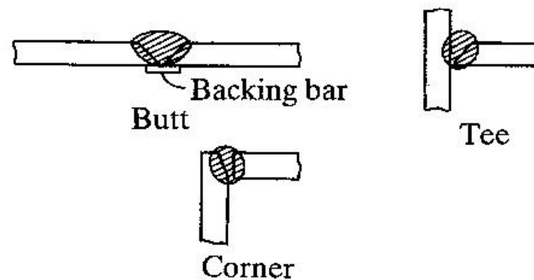


ជាទូទៅ Shielded metal arc welding ដែលត្រូវបានធ្វើឡើងដោយដៃ ហើយជាដំណើរការគេប្រើជាសកលនៅលើការដ្ឋាន។ សម្រាប់ការផ្សារនៅរោងជាង គេនិយមប្រើដំណើរការស្វ័យប្រវត្ត ឬពាក់កណ្តាលស្វ័យប្រវត្ត។ ការត្រួតពិនិត្យគុណភាពសម្រាប់ការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារគឺមានលក្ខណៈពិបាក ដោយការទឹកបន្សារដែលមិនល្អស្ថិតនៅពីក្រោមផ្ទៃ ឬក៏ភាពមិនល្អដ៏តិចតួចដែលមាននៅផ្ទៃបន្សារ អាចគេចផុតពីខ្សែភ្នែករបស់យើងបាន។ សម្រាប់ការផ្សារនៅត្រង់កន្លែងដែលគ្រោះថ្នាក់គេត្រូវការជាងផ្សារដែលមានជំនាញត្រឹមត្រូវ ហើយគេត្រូវប្រើបច្ចេកទេសពិសេសដូចជា radiography ឬ ultresonic testion ។

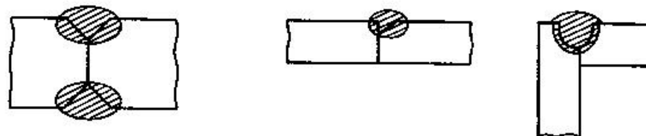
គេនិយមប្រើការផ្សារពីរប្រភេទគឺ fillet weld និង groove weld ។ Lap joint ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៣ a និង b ត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយ fillet weld ។ Groove weld ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ butt, tee និង corner ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៥ a និង b ។ រូបទី ៧.៣៦ បង្ហាញពី plug and slot wled ដែលពេលខ្លះវា ត្រូវការដើម្បីបន្ថែមពីលើការផ្សារតាមជ្រុង។ រន្ធរាងមូល ឬទ្រវែងត្រូវបានកាត់ចេញពីផ្នែកមួយដើម្បី

អាចបំពេញទឹកបន្សារបាន ។

FIGURE 7.35



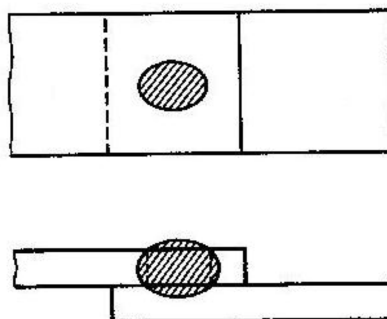
(a) Complete Penetration Groove Welds



(b) Partial Penetration Groove Welds

ក្នុងចំណោមការផ្សារទាំងពីរប្រភេទនេះ យើងនឹងលើកយកការ ផ្សារ fillet weld មកបកស្រាយលំអិតនៅទីនេះ ។ ការគណនាសម្រាប់ complete penetration groove weld មិនមានលក្ខណៈមិនសំខាន់ដែលការផ្សារ មានរេស៊ីស្តង់ដូចគ្នានឹង base metal និងផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ ។ រេស៊ីស្តង់របស់ partial penetration groove weld អាស្រ័យទៅនឹងបរិមាណនៃ penetration ។ ដំណើរការនៃការគណនា groove weld ស្រដៀងគ្នានឹងការគណនា fillet weld ។

FIGURE 7.36



៧.១១. Fillet Welds

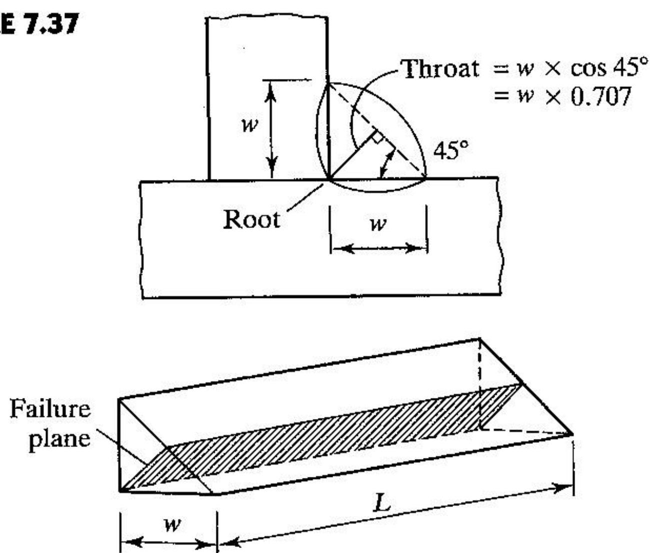
ការគណនា និងការវិភាគសម្រាប់ fillet weld គឺឈរលើការសន្មត់ថាមុខកាត់របស់ទឹកបន្សារជាត្រីកោណកែងដែលមានមុំ 45^o ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៧.៣៧ ។ ទទឹងរបស់ fillet weld ត្រូវបានសំគាល់ដោយ w ។

ទំហំទឹកបន្សារបទដ្ឋានគឺកើនឡើងម្តង $1/16in. = 2mm$ ។ ទោះបីជាប្រវែងរបស់ការផ្សារអាចរងនូវបន្ទុក តាមទិសកម្លាំងកាត់, កម្លាំងសង្កត់ និងកម្លាំងទាញក៏ដោយ ក៏fillet weld មានរេស៊ីស្តង់ខ្សោយសម្រាប់កម្លាំងកាត់ ហើយវាតែង តែត្រូវបានគេសន្មត់ថាដាច់ដោយសារកម្លាំងនេះ។ ការដាច់ត្រូវបានសន្មត់កើតមានតាមប្លង់ដែលកាត់តាម throat របស់ទឹកបន្សារ។ សម្រាប់ fillet weld ដែលបង្កើតឡើងជាមួយ shielded metal arc process, throat ជាប្រ វែងកែងពីជ្រុងគែម ឬ root របស់ទឹកបន្សារទៅអ៊ីប៉ូតេនុស និងមានតម្លៃស្មើ 0.707 ដងនៃទំហំទឹកបន្សារ។ (Effective throad thickness សម្រាប់ទឹកបន្សារដែលបានពី arc welding process មានទំហំធំជាង។ ដូចនេះ ក្នុងសៀវភៅនេះ យើងសន្មត់ប្រើ shielded metal arc welding process)។ ដូចនេះសម្រាប់ប្រវែង L ដែលរង បន្ទុក P, កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់គ្រោះថ្នាក់គឺ

$$f_v = \frac{P}{0.707 \times w \times L}$$

ដែល w ជាទទឹងទឹកបន្សារ

FIGURE 7.37



ប្រសិនបើគេប្រើ weld ultimate shearing stress, F_W នៅក្នុងសមីការនេះ គេអាចសរសេរ nominal load capacity របស់ទឹកបន្សារដូចខាងក្រោម:

$$R_n = 0.707 \times w \times L \times F_W$$

ហើយ nominal design strength គឺ

$$\phi R_n = 0.707 \times w \times L \times \phi F_W \quad (7.22)$$

រេស៊ីស្តង់របស; fillet weld អាស្រ័យទៅនឹងការប្រើប្រាស់ weld metal ដែលជាអនុគមន៍ទៅនឹងប្រភេទ electrode ។ រេស៊ីស្តង់របស់ electrode ត្រូវបានកំណត់ជា ultimate tensile strength របស់វាជាមួយនឹងរេស៊ីស្តង់ 60, 70, 80, 90, 100, និង 120ksi ឬ 415, 480, 550, 620, 690, និង830MPa សម្រាប់ shielded metal arc welding process ។ និមិត្តសញ្ញាសម្រាប់កំណត់ electrod គឺអក្សរ E ដែលបន្តដោយលេខពីរខ្ទង់ ឬបីខ្ទង់ដែលបង្ហាញពីរេស៊ីស្តង់របស់វាជា ksi ។ ដោយសារតែរេស៊ីស្តង់ជាលក្ខណៈដំបូង ដែល design engineer យកចិត្តទុកដាក់ ជាទូទៅអក្សរពីរខ្ទង់ចុងក្រោយត្រូវបានបង្ហាញដោយ XX ហើយកំណត់សម្គាល់ក្លាយជា $E70XX$ ឬ $E70$ ដែលបង្ហាញពី electrode ជាមួយ ultimate tensile strength 70ksi ។ គេគួរជ្រើសរើស electrode ឱ្យត្រូវគ្នាជាមួយនឹង base metal ។ សម្រាប់ grade របស់ដែកដែលប្រើប្រាស់ទូទៅ គេពិចារណាតែ លេចេតរៀដរ ពីរប្រភេទប៉ុណ្ណោះគឺ:

ប្រើ electrode $E70XX$ ជាមួយនឹងដែកដែលមាន yield strength តូចជាង 60ksi

ប្រើ electrode $E80XX$ ជាមួយនឹងដែកដែលមាន yied strength 60ksi ឬ 65ksi

និមិត្តសញ្ញាសម្រាប់ electrode ពិងការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Specification ដែលដោះស្រាយជាមួយនឹងទឹកបន្សារត្រូវបានដកស្រង់ចេញពី Structural Welding Code របស់ American Welding Society (AWS, 1996) ។ គេអាចរកបាននូវលក្ខខណ្ឌដែលមិនមានចែងនៅក្នុង AISC Specification នៅក្នុង AWS Code ។

Design strength របស់ទឹកបន្សារត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង AISC Table J2.5 ។ Ultimate shearing stress F_W នៅក្នុង fillet weld ស្មើនឹង 0.6 ដងនៃ tensile strength របស់ weld metal ដែលត្រូវបានសំគាល់ដោយ F_{EXX} ។ ដូចនេះ design stress គឺ ϕF_W ដែល $\phi = 0.75$ និង $F_W = 0.60F_{EXX}$ ។ សម្រាប់ electrode ធម្មតាទាំងពីរ design strengths (stresses) ត្រូវបានបង្ហាញដូចខាងក្រោម:

$$E70XX : \phi F_W = 0.75[0.60(70)] = 31.5ksi$$

$$E80XX : \phi F_W = 0.75[0.6(80)] = 36ksi$$

តម្រូវការបន្ថែមគឺថាកម្លាំងកាត់ទទឹងមេគុណនៅលើ base metal មិនគួរបង្កើត stress ធំជាង ϕF_{BM} ដែល ϕF_{BM} ជា nominal shear strength របស់សម្ភារៈដែលត្រូវភ្ជាប់ ។ ដូចនេះបន្ទុកមេគុណសម្រាប់តំណត្រូវបានកំណត់ត្រឹម

$$\phi R_n = \phi F_{BM} \times \text{area of base metal subject to shear}$$

AISC J5, “Connecting elements” ឱ្យ shear yielding strength ជាϕR_n ដែល

$\phi = 0.90$

$R_n = 0.6 A_g F_y$ (AISC Equation J5-3)

និង A_g ជាក្រឡាផ្ទៃដែលរងកម្លាំងកាត់ទទឹង ។ ដូចនេះ shear strength របស់ base metal ជាសរសេរជា

$\phi F_{BM} = 0.90(0.6)F_y = 0.54F_y$

ដូចនេះ នៅពេលដែលបន្ទុកស្ថិតនៅក្នុងទិសដូចអ័ក្សរបស់ទឹកបន្សារ គេត្រូវធ្វើការអង្កេត base metal ដោយប្រើទំនាក់ទំនងនៃសមីការ 7.23 ។ គេអាចពន្យល់ពីតម្រូវការនេះដោយត្រួតពិនិត្យការតភ្ជាប់ bracket ដោយការផ្សារ ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៨ ។ ដោយសន្មត់ថា បន្ទុកស្ថិតនៅក្បែរចុងដែលផ្សារដោយយើងអាចចោលចំណាកផ្ចិត ។ ប្រសិនបើទឹកបន្សារទាំងពីរមានទំហំដូចគ្នា design strength របស់ទឹកបន្សារម្ខាងៗក្នុងប្រវែងឯកត្តាអាចត្រូវបានរកពីសមីការ 7.22 ជា

$0.707 \times w \times \phi F_W$

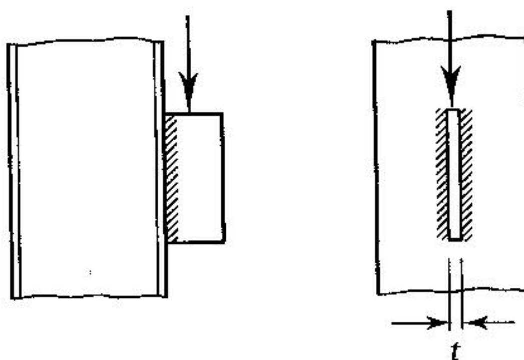
ប៉ុន្តែពីសមីការ 7.23, រេស៊ីស្តង់របស់ bracket plate ទប់នឹងកម្លាំងកាត់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងគឺ

$t \times \phi F_{BM}$

ជាក់ស្តែង ទឹកបន្សាមិនអាចទប់ទល់នឹងបន្ទុកច្រើនដូច base metal (ក្នុងករណីនេះវាជា bracket) ទេ ។ គេដាច់ខាតត្រូវតែធ្វើការអង្កេតនេះនៅពេលដែល base metal រងនូវកម្លាំងកាត់ទទឹង ។

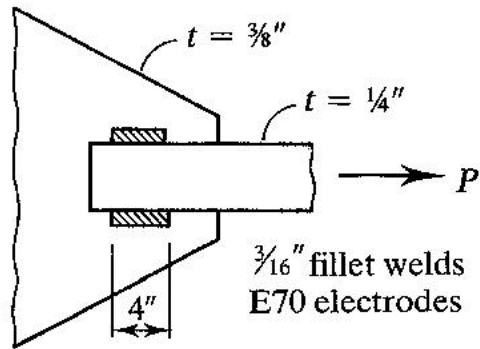
ក្នុងករណីការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារជាច្រើន ទោះបីជាការវិភាគក្តី ការគណនាក្តី វាមានភាពងាយស្រួលដែលគេយករេស៊ីស្តង់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងរបស់ការផ្សារ ដែលអាចជារេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្សារ ឬជារេស៊ីស្តង់របស់ base metal ដែលមួយណាតូចជាងមកសិក្សា ។ វិធីនេះនឹងត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ខាងក្រោម ។

FIGURE 7.38



ឧទាហរណ៍ ៧.១២: គេប្រើដែកបន្ទះជាអង្គត់រងការទាញដោយភ្ជាប់ទៅនឹង gusset pate ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៣៩ ។ ការផ្សារជាប្រភេទ fillet welds $3/16 in.$ ដែលធ្វើឡើងជាមួយនឹង electrode $E70XX$ ។ ផ្នែកដែល

ត្រូវភ្ជាប់ជាប្រភេទដែក $A36$ ។ សន្មត់ថារេស៊ីស្តង់ទាញរបស់អង្គត់គ្រប់គ្រាន់ ចូរកំណត់ design strength របស់តំណផ្សារ ។



ដំណោះស្រាយ: ដោយសារការផ្សារមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រីធៀបនឹងអ័ក្សរបស់អង្គត់ ផ្នែកនីមួយៗរបស់ទឹកបន្ស្សារនឹងរងនូវកម្លាំងដែលបែងចែកស្មើ ។ មានតែប្រវែងសរុបរបស់ទឹកបន្ស្សារ ជាមួយនឹងកម្លាំងអនុវត្តឆ្លងកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់ទឹកបន្ស្សារ (ដោយមិនគិតចំណាកផ្ចិតតិចតួច), ទីតាំង និងទិសដៅរបស់ទឹកបន្ស្សារនីមួយៗមិនទាក់ទងទេ ។

រេស៊ីស្តង់របស់ weld metal សម្រាប់ electrode គឺ $E70$

$$\phi F_W = 31.5ksi$$

$$0.707 \times w \times \phi F_W = 0.707\left(\frac{3}{16}\right)(31.5) = 4.176kips/in.$$

ត្រួតពិនិត្យ រេស៊ីស្តង់របស់ base metal (កម្រាស់តូចជាងគេលុប) ។ ពីសមីការ 7.23,

$$\phi R_n = \phi F_{BM} \times \text{area subject to shear}$$

$$= \phi F_{BM} \times t = 0.54 F_y t = 0.54(36)\left(\frac{1}{4}\right) = 4.86kips/in.$$

រេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្ស្សារលុប ។ សម្រាប់ការតភ្ជាប់

$$\phi R_n = 4.176kips/in. \times (4+4)in. = 33.4kips$$

ចម្លើយ: រេស៊ីស្តង់របស់តំណគឺ $33.4kips$

ឧទាហរណ៍ ៧.១៣: ប្រភេទតំណដែលប្រើនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៧.១២ ត្រូវទប់នឹងកម្លាំងមេគុណ $40kips$ ។ តើគេត្រូវការប្រវែងទឹកបន្ស្សារសរុប ប្រភេទ filet weld $3/16in.$ ដែលប្រើ electrode $E70XX$ ប៉ុន្មាន?

ដំណោះស្រាយ: រេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្សារក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងដែលបានពីឧទាហរណ៍ទី ៧.១២ គឺ

$$\phi R_n = 4.176 kips/in.$$

ប្រវែងសរុបដែលត្រូវការគឺ

$$\frac{40}{4.176} = 9.58 in.$$

ចម្លើយ: ប្រវែងសរុបគឺ $10in.$ ដែលត្រូវគ្នានឹង $5in.$ សម្រាប់ម្ខាងៗ ។

ការគណនាការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារទាមទារនូវការពិចារណានូវ ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមា និងអតិបរមា និងប្រវែងទឹកបន្សារ ។ តម្រូវការទាំងនេះសម្រាប់ fillet welds ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង AISC J2.2b ហើយត្រូវបាន សង្ខេបដូចខាងក្រោម:

ទំហំអប្បបរមា

ទំហំអប្បបរមាដែលអនុញ្ញាតជាអនុគមន៍ទៅនឹងកម្រាស់របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ក្រាស់ជាងគេ ហើយត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Tabel J2.4 ។

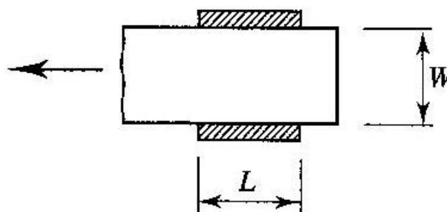
ទំហំអតិបរមា

តាមបណ្តោយជ្រុងគែមរបស់អង្គត់ដែលមានកម្រាស់តូចជាង $1/4in. = 6.5mm$ ទំហំ fillet weld អតិបរមាស្មើនឹងកម្រាស់របស់អង្គត់នោះ ។ សម្រាប់អង្គត់ដែលក្រាស់ជាងនេះ ទំហំអតិបរមាគឺ $t - 1/16in$ ឬ $t - 2mm$ ដែល t ជាទំហំរបស់អង្គត់ ។

ប្រវែងអប្បបរមា

ប្រវែងអប្បបរមាអនុញ្ញាតសម្រាប់ fillet weld គឺបួនដងទំហំទឹកបន្សារ ។ ការកំណត់នេះមិនតឹងតែងទេ ប៉ុន្តែប្រសិនបើមិនអាចផ្តល់ប្រវែងទឹកបន្សារនេះបាន គេអាចប្រើប្រវែងខ្លីជាងនេះបាន ប្រសិនបើ effective size របស់ទឹកបន្សារត្រូវបានគេយកស្មើនឹងមួយភាគបួននៃប្រវែថទឹកបន្សារ ។ ការតភ្ជាប់ប្រភេទដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤០ ដែលដូចគ្នានឹងឧទាហរណ៍ពីមុន ជាករណីពិសេសសម្រាប់ shear lag សម្រាប់ការតភ្ជាប់ដោយទឹកបន្សារ ដែលបានរៀបរាប់នៅក្នុងជំពូកទី ៣ ។ AISC B3 បានបង្ហាញថាប្រវែងទឹកបន្សារនៅក្នុងករណីនេះមិនត្រូវតូចជាងចម្ងាយរវាងទឹកបន្សារទេ គឺ $L \geq W$ ។

■ FIGURE 7.40

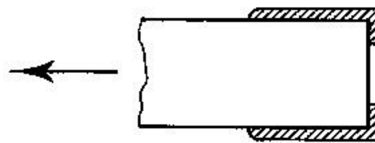


End returns

នៅពេលដែលទឹកបន្ទារលាតសន្ធឹងដល់កាច់ជ្រុង វាត្រូវតែបន្តជុំវិញជ្រុងនោះ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤១។ មូលហេតុសម្រាប់ការបន្ត ដែលគេហៅថា end return គឺជាការការពារកុងត្រាំងប្រមូលផ្តុំ (stress concentration) និងធានាថាទំហំទឹកបន្សារត្រូវបានរក្សាលើប្រវែងពេញរបស់ទឹកបន្សារ។ End return គួរតែមានប្រវែងយ៉ាងតិចស្មើពីរដងទំហំទឹកបន្សារ។ ប្រវែងរបស់ end return អាចត្រូវបានគិតបញ្ចូលទៅក្នុងការគណនា load capacity ឬក៏គេអាចចោលវាបាន។

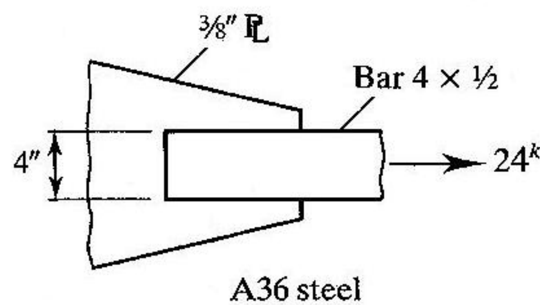
ជាទូទៅការផ្សារដែលមានទំហំតូចមានតម្លៃថោកជាងការផ្សារដែលមានទំហំធំ។ ទំហំអតិបរមាដែលធ្វើជាមួយនឹងការផ្សារម្តងមានទំហំប្រហែល $5/16in.$ ហើយការផ្សារច្រើនដងនឹងបន្ថែមតម្លៃ។ លើសពីនេះសម្រាប់ load capacity ដែលគេស្គាល់ ទោះបីជាទឹកបន្សារតូចបង្កើតប្រវែងវែងជាង តែទឹកបន្សារទំហំធំដែលបង្កើតប្រវែងខ្លីនឹងត្រូវការបរិមាណ weld metal ច្រើនជាង។

FIGURE 7.41



ឧទាហរណ៍ទី ៧.១៤: របារដែក $A36$ ដែលមានទំហំ $4\times 1/2in.$ ត្រូវបានប្រើជាអង្កត់រងការទាញដើម្បីទប់ទល់នឹង service dead load $6kips$ និង service live load $18kips$ ។ គេភ្ជាប់វាទៅនឹង gusset plate ដែលមានកម្រាស់ $3/8in.$ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤២។ គណនាការតភ្ជាប់ដោយផ្សារ។

FIGURE 7.42



ដំណោះស្រាយ: នៅក្នុងការតភ្ជាប់នេះ base metal ជាដែក $A36$ ដូចនេះយើងត្រូវប្រើ electrode $E70XX$ ។ ដោយសារតែប្រវែងទឹកបន្សារមិនត្រូវបានកំណត់ ដូចនេះយើងប្រើទំហំអប្បបរមាអនុញ្ញាត

ទំហំអប្បបរមា$=\dfrac{3}{16}in.$ (AISC Table J2.4)

សាកល្បង electrode $E70XX$ fillet weld $3/16in.$ ។ លទ្ធភាពក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងគឺ

$$0.707w(\phi F_W) = 0.707\left(\frac{3}{16}\right)(31.5) = 4.176kips/in.$$

លទ្ធភាពរបស់ base metal គឺ

$$0.54F_y t = 0.54(36)\left(\frac{3}{8}\right) = 7.29kips/in.$$

រេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្ទារតូចជាង ដូចនេះប្រើវាដើម្បីគណនា។

បន្ទុកមេគុណ

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(6) + 1.6(18) = 36kips$$

ហើយ ប្រវែងដែលត្រូវការ $= \frac{36}{4.176} = 8.62in.$

ប្រវែងអតិបរមា$= 4\left(\frac{3}{16}\right) = 0.75in < 8.62in$ (OK)

សម្រាប់ end return,

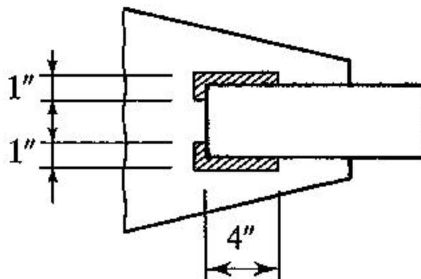
ប្រវែងអប្បបរមា$= 2\left(\frac{3}{16}\right) = 0.375in.$ យក $1in.$

សម្រាប់ការតភ្ជាប់ប្រភេទនេះ ប្រវែងរបស់ទឹកបន្ទារខាងត្រូវតែធំជាងចម្ងាយរវាងទឹកបន្ទារ ដែលក្នុងករណីនេះគឺ ស្មើនឹង $4in.$ ។ ប្រវែងទឹកបន្ទារសរុបរួមបញ្ចូលទាំង end return

$$2(4+1) = 10in. > 8.62in.$$ ដែលត្រូវការ

ចម្លើយ: ប្រើ electrode $E70XX$ fillet weld $3/16in.$ ជាមួយនឹងប្រវែង $10in.$ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤៣ ។

FIGURE 7.43



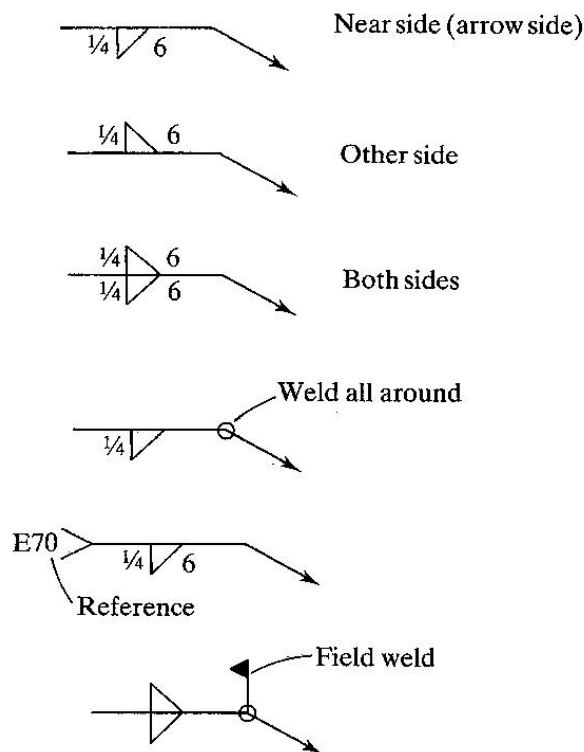
និមិត្តសញ្ញាសម្រាប់ការផ្សារ

ការផ្សារត្រូវបានកំណត់នៅលើ design drawing ដោយនិមិត្តសញ្ញាស្តង់ដារ ដែលផ្តល់នូវវិធីងាយស្រួលសម្រាប់ពណ៌នាពីតម្រូវការរបស់ការផ្សារ។ ភាពលំអិតត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Part 8 of the Manual, "Bolts,

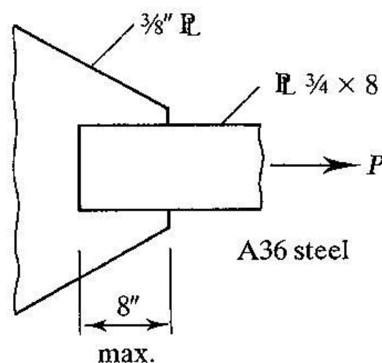
Welds, and Connected Elements”(Volume II), ហើយមិនត្រូវបានបង្ហាញនៅទីនេះអស់ទេ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងផ្តល់តែការណែនាំយ៉ាងសង្ខេបពីនិមិត្តសញ្ញាបទដ្ឋានសម្រាប់ fillet welds ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤៤។

និមិត្តសញ្ញាគោលគឺខ្សែដេក (reference line) ដែលរួមមានព័តិមានពី ប្រភេទ, ទំហំ និងប្រវែងរបស់ទឹកបន្សារ រួមជាមួយនឹងក្បាលព្រួញដែលបង្ហាញពីទីតាំងដែលត្រូវផ្សារ។ ត្រីកោណកែងដែលមានជ្រុងឈរនៅខាងឆ្វេងត្រូវបានប្រើដើម្បីបង្ហាញ fillet weld។ ប្រសិនបើរូបត្រីកោណនេះនៅពីក្រោម reference line ការផ្សារគឺស្ថិតនៅខាងរបស់ក្បាលព្រួញ។ តែផ្ទុយមកវិញ បើរូបត្រីកោណនេះស្ថិតនៅខាងលើ reference line វិញ នោះការផ្សារត្រូវស្ថិតនៅម្ខាងទៀតរបស់ការតភ្ជាប់ ដែលអាចបាំង ឬមិនបាំងនៅក្នុងប្លង់។ លេខនៅលើ reference line រាប់ពីឆ្វេងមកស្តាំ មានទំហំទឹកបន្សារ និងប្រវែងទឹកបន្សារ។ វាគួរត្រូវបានដាក់តាមលំដាប់បែបនេះ។ ប្រសិនបើទាំងខាងមុខ និងខាងក្រោយរបស់តំណដែលភ្ជាប់ដោយការផ្សារ ព័តិមានទាំងអស់ត្រូវតែបង្ហាញនៅលើ reference line ទាំងលើ និងក្រោម។ ដើម្បីកំណត់វិធីសាស្ត្រដែលត្រូវប្រើ ឬដើម្បីផ្តល់ព័តិមានបន្ថែម គេអាចដាក់កន្ទុយព្រួញនៅខាងចុងរបស់ reference line ហើយការកំណត់បង្ហាញអាចដាក់នៅក្បែរនោះ។ ប្រសិនបើមិនមានព័តិមានបន្ថែមទេ កន្ទុយព្រួញនោះត្រូវបានដកចេញ។ ចុងក្រោយរូបដងទង់ជាតិអាចត្រូវបានដាក់នៅកន្លែង ដែល reference line កាច់ដើម្បីបង្ហាញថាផ្សារនៅការដ្ឋាន។

FIGURE 7.44



ឧទាហរណ៍ ៧.១៥: បន្ទះដែក $A36$ ទំហំ $3/4 \times 8in.$ ត្រូវបានប្រើជាអង្គត់រងការទាញហើយត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate ទំហំ $3/8in.$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៧.៤៥ ។ ប្រវែងរបស់ការភ្ជាប់មិនត្រូវលើសពី $8in.$ ។ គណនាការផ្សារដើម្បីបង្កើតកម្លាំងទាញពេញដល់អង្គត់ ។



ដំណោះស្រាយ: design strength របស់អង្គត់ឈរលើ gross area របស់វាគឺ

$$\phi_t P_n = 0.90 F_y A_g = 0.90(36)\left(\frac{3}{4}\right)(8) = 194.4kips$$

បន្ទាប់មក គណនា design strength របស់អង្គត់ដោយឈរលើ net area របស់វា ។ សម្រាប់ការតភ្ជាប់អង្គត់បន្ទះ ប្រសិនបើការផ្សារស្ថិតនៅតែតាមជ្រុងខាង នោះ $A_e = UA_g$ ។ តែប្រសិនបើមានការផ្សារតាមទិសទទឹងនៅ ខាងចុងអង្គត់ នោះ $A_e = A_g$ ។ សន្មត់យកករណីទីពីរ នោះយើងបាន

$$\phi_t P_u = 0.75 F_u A_e = 0.75(58)\left(\frac{3}{4}\right)(8) = 261kips$$

គណនាសម្រាប់បន្ទុកមេគុណ $194.4kips$ និងប្រើ electrode $E70$

$$\phi F_W = 31.5ksi$$

ពី AISC Table J2.4 ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមាគឺ $1/4in.$ ។ សាកល្បង fillet weld $E70$ ទំហំ $1/4in.$:

Design strength ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងរបស់ទឹកបន្សារ $= 0.707\left(\frac{1}{4}\right)(31.5) = 5.568kips/in.$

រេស៊ីស្តង់របស់ base metal $= 0.54 F_y t = 0.54(36)\left(\frac{3}{8}\right) = 7.290kips/in.$

ប្រវែងទឹកបន្សារដែលត្រូវការ $= \frac{194.4}{5.568} = 34.9in.$

តាមសម្មតិកម្ម ប្រវែងដែលអាចផ្សារបានគឺ $8 + 8 + 8 = 24in.$ ដូចនេះគេមិនអាចប្រើទំហំទឹកបន្សារ $1/4in.$ ទេ ។ ប្រសិនបើប្រវែងត្រូវបានកំណត់ត្រឹម $24in.$ នោះពីសមីការ 7.22 ទំហំទឹកបន្សារដែលត្រូវការគឺ

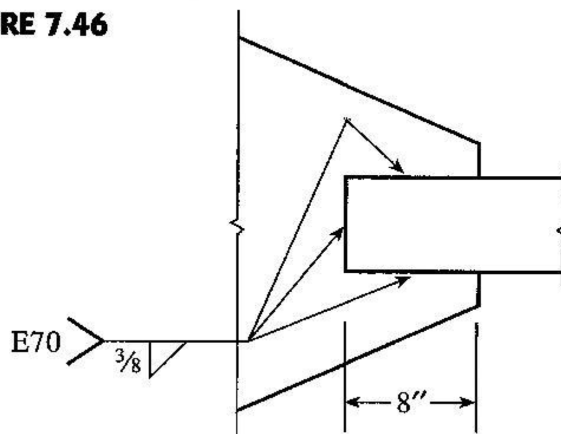
$$\frac{\phi R_n}{0.707 \times L \times \phi F_W} = \frac{194.4}{0.707(24)(31.5)} = 0.364 in.$$

សាកល្បង $3/8 in.$

ទំហំទឹកបន្សារអតិបរមា $= \frac{3}{4} - \frac{1}{16} = \frac{11}{16} in. > \frac{3}{8} in.$ (OK)

ប្រវែងទឹកបន្សារ $= 4\left(\frac{3}{8}\right) = 1.5 in. < 24 in.$ (OK)

ចម្លើយ: ប្រើការផ្សារដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៧.៤៦ ។

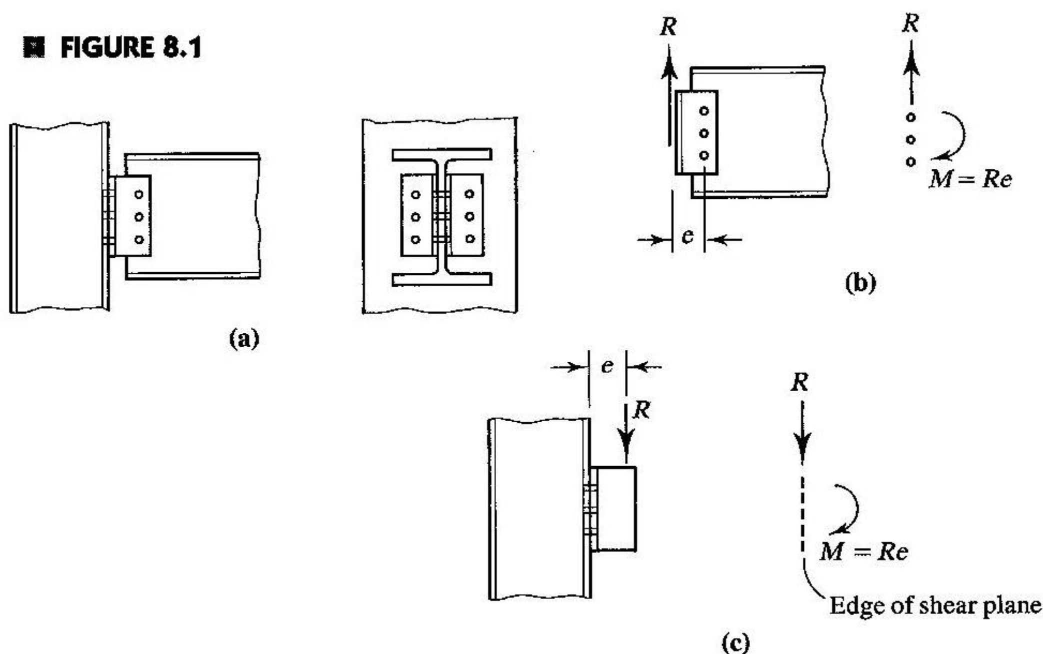


VIII. តំណចាកផ្ចិត
Eccentric Connections

៨.១. ឧទាហរណ៍សម្រាប់តំណចាកផ្ចិត (Examples of Eccentric Connections)

តំណចាកផ្ចិតជាតំណមួយដែលកម្លាំងផ្គួបមិនកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ ឬទឹកបន្សារ។ ប្រសិនបើតំណមានប្លង់ស៊ីមេទ្រី គេប្រើទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ ឬទឹកបន្សារជាចំណុចគោល (reference point) ហើយចម្ងាយកែងពីខ្សែសកម្មរបស់កម្លាំងទៅទីប្រជុំទម្ងន់ត្រូវបានគេហៅថា ចំណាកផ្ចិត។ ទោះបីជាតំណជាច្រើនអាចរងនូវកម្លាំងចាកផ្ចិត តែក្នុងករណីជាច្រើនចំណាកផ្ចិតទាំងនោះមានតម្លៃតូចដែលអាចចោលបាន។

ការតភ្ជាប់ framed beam ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១ a ជាប្រភេទមួយនៃតំណចាកផ្ចិត។ ការតភ្ជាប់នេះ ទោះជាក្នុងទម្រង់តភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង ឬដោយផ្សារក៏ដោយ វាត្រូវបានគេប្រើជាទូទៅសម្រាប់តភ្ជាប់ធ្នឹមទៅសសរ។ ទោះបីជាចំណាកផ្ចិតក្នុងតំណប្រភេទនេះអាចចោលបានក៏ដោយ តែវាត្រូវបានយកមកបង្ហាញនៅទីនេះ។ វាមានការតភ្ជាប់ពីរផ្សេងគ្នាគឺ ការតភ្ជាប់ពីដែកកែងទៅដែកធ្នឹម និងការតភ្ជាប់ដែកកែងទៅដែកសសរ។ ការតភ្ជាប់ទាំងនេះបង្ហាញពីតំណចាកផ្ចិតគោលពីរប្រភេទ៖ តំណចំណាកផ្ចិតដែលបង្កើតតែកម្លាំងកាត់ទទឹងនៅក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់ ឬទឹកបន្សារ និងតំណចំណាកផ្ចិតដែលបង្កើតទាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង និងកម្លាំងទាញ។



ប្រសិនបើគេពិចារណាធ្នឹម និងដែកកែងដាច់ដោយឡែកពីសសរ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១ b នោះវាបង្ហាញយ៉ាងច្បាស់ថា ប្រតិកម្ម R ធ្វើអំពើចំណាកផ្ចិត e ពីទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃរបស់គ្រឿងភ្ជាប់នៅ

ក្នុងទ្រនុងធ្នឹម ។ ដូចនេះគ្រឿងភ្ជាប់ទាំងនេះរងទាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង និងម៉ូម៉ង់គូ (couple) ដែលស្ថិតនៅលើរបស់តំណ ហើយបង្កើតជាកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់រមួល (torsional shearing stress) ។

ប្រសិនបើសសរ និងដែកកែងត្រូវបានផ្តាច់ចេញពីធ្នឹម ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣ c នោះយើងឃើញយ៉ាងច្បាស់ថា គ្រឿងភ្ជាប់នៅក្នុងស្លាបសសររងនប្រតិកម្ម R ដែលមានអំពើនៅចំណាកផ្ចិត e ពីប្លង់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ ដោយបង្កើត couple ដូចពីមុន ។ ប៉ុន្តែ ក្នុងករណីនេះ បន្ទុកមិនស្ថិតនៅក្នុងប្លង់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ ដូចនេះ couple ធ្វើឱ្យផ្នែកខាងលើរបស់តំណរងកុងត្រាំងទាញ ហើយផ្នែកខាងក្រោមរងកុងត្រាំងសង្កត់ ។ ដូចនេះ គ្រឿងភ្ជាប់នៅផ្នែកខាងលើបំផុតរបស់តំណរងទាំងកម្លាំងកាត់ទទឹង និងកម្លាំងទាញ ។

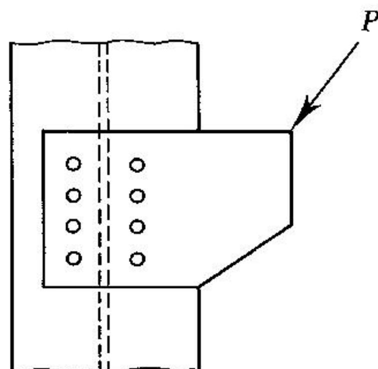
ទោះបីជា យើងប្រើការតភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងនៅទីនេះដើម្បីបង្ហាញក៏ដោយ ក៏ការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារអាចបង្ហាញយ៉ាងសមញ្ញពីការរងតែកម្លាំងកាត់ទទឹង ឬកម្លាំងកាត់ទទឹងរួមទាំងកម្លាំងទាញ ។

ប្រតិកម្មបន្ទុកមេគុណអតិបរមាសម្រាប់តំណ framed beam ផ្សេងៗត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង Table 9-2 រហូតដល់ 9-12 in Part 9 of the Manual, “Simple Shear and PR Moment Connections” (Volume II). ចំណាផ្ចិតដែលតូចមែនទែនសម្រាប់តំណនេះអាចចោលបាន ហើយគេពិចារណាតែកម្លាំងកាត់ទទឹងតែប៉ុណ្ណោះ ។

៨.២. តំណចំណាកផ្ចិតដោយប៊ូឡុង: តែកម្លាំងកាត់ (Eccentric Bolted Connections: Shear only)

រូបទី ៨.២ ដែលបង្ហាញពី column bracket connection ជាឧទាហរណ៍ពីតំណដោយប៊ូឡុងដែលរងកម្លាំងកាត់ទទឹងចាកផ្ចិត ។ គេមានវិធីពីរសម្រាប់ដោះស្រាយបញ្ហានេះ: traditional elastic analysis (វិភាគអេឡាស្ទិចបុរាណ) និងវិធីដែលមានលក្ខណៈសុក្រិតជាង (ប៉ុន្តែស្មុគស្មាញជាង) ជា ultimate strength analysis (វិភាគរេស៊ីស្តង់ចុងក្រោយ) ។ វិធីទាំងពីរនេះនឹងត្រូវបានបង្ហាញ ។

FIGURE 8.2



Elastic Analysis

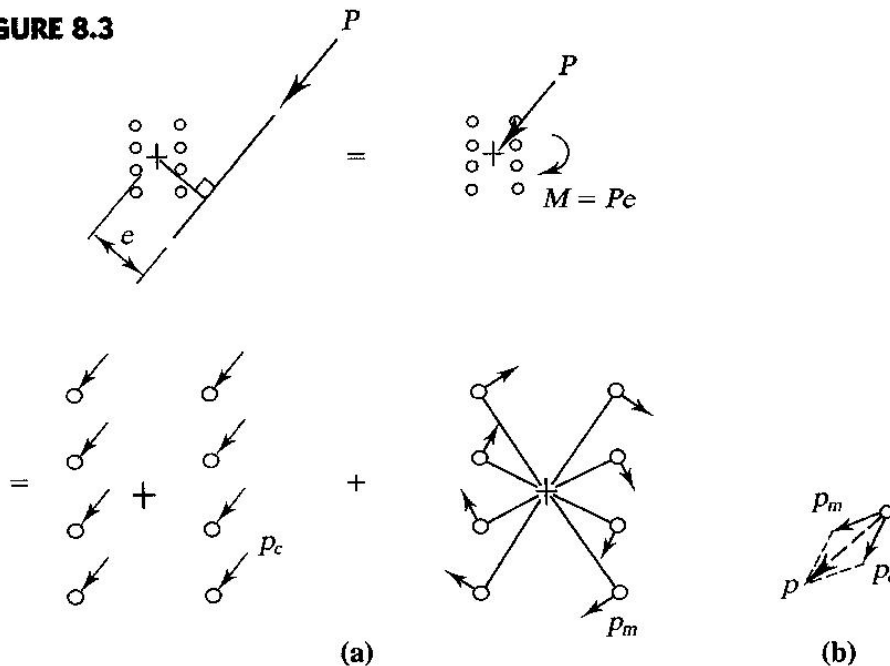
នៅក្នុងរូបទី ៨.៣ a, ក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ និងបន្ទុកត្រូវបានបង្ហាញដាច់ដោយឡែកពីសសរ និង bracket plate ។ គេអាចដាក់បន្ទុកចំណាកផ្ចិត P ជាមួយនឹងបន្ទុកដូចគ្នាដែលមានអំពើត្រង់ទីប្រជុំទម្ងន់រួមជាមួយនឹង couple, $M = Pe$ ដែល e ជាចំណាកផ្ចិត ។ ប្រសិនបើយើងធ្វើបែបនេះ បន្ទុកនឹងមានអំពើចំផ្ចិត ហើយគេសន្មត់ថាគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗទប់ទល់នូវចំណែកបន្ទុកស្មើៗគ្នា គឺ $p_c = P/n$ ដែល n ជាចំនួនគ្រឿងភ្ជាប់ ។ កម្លាំងគ្រឿងភ្ជាប់ដែលបានពី couple អាចរកបានដោយសន្មត់ថាកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ទទឹងនៅក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់ជាលទ្ធផលរបស់ torsion នៃមុខកាត់ដែលកើតពីក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់គ្រឿងភ្ជាប់ ។ ប្រសិនបើយើងធ្វើការសន្មត់បែបនេះ កុងត្រាំងកំលាំងកាត់នៅក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗអាចត្រូវបានរកពីរូបមន្តកម្លាំងរមួល

$$f_v = \frac{Md}{J} \qquad (8.1)$$

ដែល d = ចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃទៅចំណុចដែលកុងត្រាំងកំពុងត្រូវបានកំណត់

J = ម៉ូម៉ង់និចលភាពប៉ូលែរបាក់ក្រឡាផ្ទៃធៀបទីប្រជុំទម្ងន់

ហើយកុងត្រាំង f_v កែងទៅនឹង d ។ ទោះបីជារូបមន្តកម្លាំងរមួលអនុវត្តន៍បានតែចំពោះរាងស៊ីឡាំង តែគេប្រើវានៅទីនេះដើម្បីសន្សំសំចៃ ដោយសារ yielding stress មានតម្លៃធំជាងកុងត្រាំងពិតប្រាកដ ។



ប្រសិនបើគេប្រើទ្រឹស្តីបទអ័ក្សស្រប (parallel-axis theorem) ហើយគេចោលម៉ូម៉ង់និចលភាពប៉ូលែរនៃក្រឡាផ្ទៃធៀបអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់វា នោះគេអាចកំណត់ J សម្រាប់ក្រឡាផ្ទៃសរុបគឺ

$$J = \sum Ad^2 = A\sum d^2$$

ដោយគ្រប់គ្រឿងភ្ជាប់មានក្រឡាផ្ទៃ A ដូចគ្នា។ នោះសមីការ 8.1 អាចត្រូវបានសរសេរជា

$$f_v = \frac{Md}{A\sum d^2}$$

ហើយកម្លាំងកាត់នៅក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗដែលកើតឡើងដោយ couple គឺ

$$P_m = Af_v = A\frac{Md}{A\sum d^2} = \frac{Md}{\sum d^2}$$

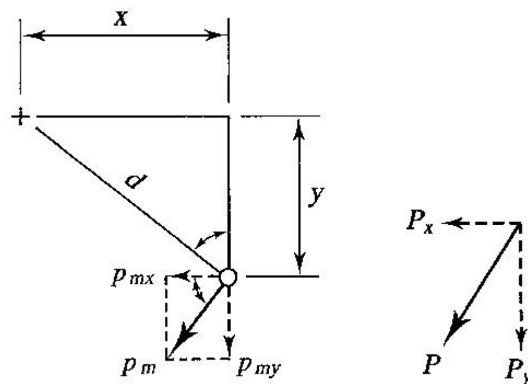
ដូចនេះបង្គុំកម្លាំងកាត់ទទឹងទាំងពីរដែលបានកំណត់ត្រូវបានបូកបន្ថែមដោយបញ្ឈរដើម្បីទទួលបានកម្លាំងផ្គួប P ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣ b ដែលយើងយកគ្រឿងភ្ជាប់នៅខាងស្តាំផ្នែកខាងក្រោមគេបំផុតមកបង្ហាញ។ នៅពេលដែលគេកំណត់បានកម្លាំងផ្គួបធំជាងគេបំផុត ទំហំគ្រឿងភ្ជាប់ក៏ត្រូវបានជ្រើសរើសដើម្បីទប់ទល់កម្លាំងនោះ។ គេមិនអាចធ្វើការអង្កេតដើម្បីរកគ្រឿងភ្ជាប់ដែលគ្រោះថ្នាក់ជាគេទេ គឺគេត្រូវធ្វើការគណនាជាតម្លៃលេខ។

ជាទូទៅ វាមានលក្ខណៈងាយស្រួលជាងក្នុងការធ្វើការជាមួយនឹងបង្គុំកម្លាំងចតុកោណកែង។ សម្រាប់គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ បង្គុំកម្លាំងដេក និងបង្គុំកម្លាំងឈរដែលបានពីកម្លាំងកាត់ទទឹងដោយផ្ទាល់គឺ

$$p_{cx} = \frac{P_x}{n} \quad \text{និង} \quad p_{cy} = \frac{P_y}{n}$$

ដែល P_x និង P_y ជាបង្គុំកម្លាំងតាមទិស x និងទិស y របស់កម្លាំងសរុប P ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៤។ គេអាចរកបង្គុំកម្លាំងដេក និងឈរដែលកើតឡើងដោយចំណាកផ្ចិតដូចខាងក្រោម។

FIGURE 8.4



ចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់របស់តំណទៅគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ

$$\sum d^2 = \sum\left(x^2 + y^2\right)$$

ដែល ចំណុចរួមរបស់ប្រព័ន្ធកូអរដោនេគឺជាទីប្រជុំទម្ងន់នៃក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់រួមរបស់គ្រឿងភ្ជាប់។ កម្លាំងផ្គួបតាមទិស x របស់ p_m គឺ:

$$p_{mx} = \frac{y}{d} p_m = \frac{y}{d} \frac{Md}{\sum d^2} = \frac{y}{d} \frac{Md}{\sum\left(x^2 + y^2\right)} = \frac{My}{\sum\left(x^2 + y^2\right)}$$

ដូចនេះ $p_{my} = \dfrac{Mx}{\sum\left(x^2 + y^2\right)}$

ហើយកម្លាំងគ្រឿងភ្ជាប់សរុបគឺ

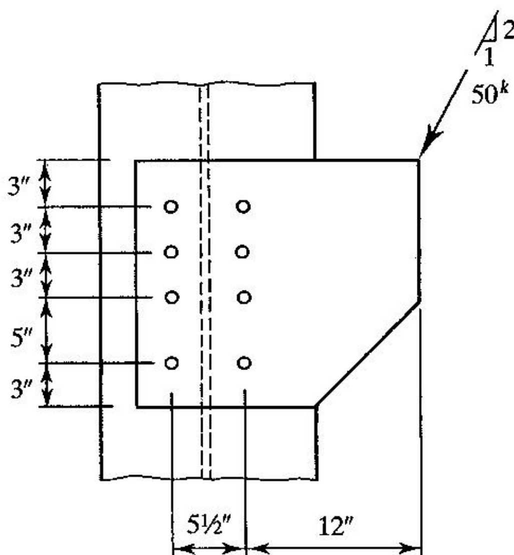
$$p = \sqrt{\left(\sum p_x\right)^2 + \left(\sum p_y\right)^2}$$

ដែល $\sum p_x = p_{cx} + p_{mx}$

$$\sum p_y = p_{cy} + p_{my}$$

ប្រសិនបើ P (បន្ទុកដែលអនុវត្តទៅលើតំណ) ជាបន្ទុកមេគុណ នោះកម្លាំង p នៅលើគ្រឿងភ្ជាប់ជា បន្ទុកមេគុណដើម្បីទប់ទល់នឹង shear និង bearing ដែលជា design strength ដែលត្រូវការ ។

ឧទាហរណ៍ ៨.១: កំណត់កម្លាំងរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ដែលគ្រោះថ្នាក់នៅក្នុង bracket connection ដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៥ ។



ដំណោះស្រាយ: ទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រុមគ្រឿងភ្ជាប់អាចត្រូវបានរកដោយប្រើអ័ក្សដេកកាត់តាមក្រោម និងដោយអនុវត្តគោលការណ៍ម៉ូម៉ង់

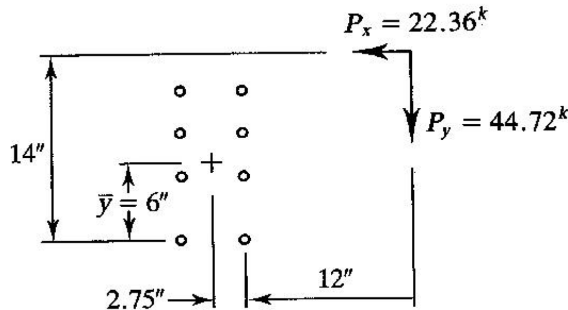
$$\bar{y} = \frac{2(5) + 2(8) + 2(11)}{8} = 6in.$$

បង្គុំកម្លាំងឈរ និងកម្លាំងដេកគឺ

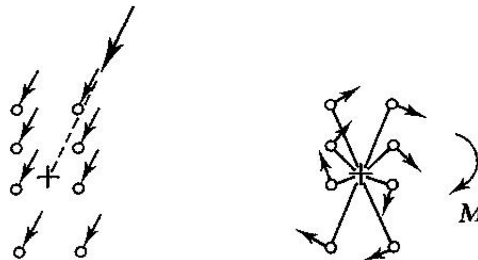
$$P_x = \frac{1}{\sqrt{5}}(50) = 22.63kips \leftarrow \qquad \text{និង} \qquad P_y = \frac{2}{\sqrt{5}}(50) = 44.72kips \downarrow$$

ដោយយោងទៅតាមរូបទី ៨.៦ a, យើងអាចគណនាម៉ូម៉ង់របស់បន្ទុកធៀបទីប្រជុំទម្ងន់:

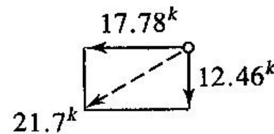
$$M = 44.72(12 + 2.75) - 22.36(14 - 6) = 480.7 in. - kips$$ (ស្របទ្រនិចនាឡិកា)



(a)



(b)



(c)

រូបទី ៨.៦ b បង្ហាញពីទិសដៅរបស់បង្គុំកម្លាំងប៊ូឡុង និងទំហំនៃបង្គុំកម្លាំងប៊ូឡុងដែលត្រូវគ្នាដែលកើតឡើងដោយម៉ូម៉ង់គូរ (couple) ។ ដោយប្រើទិសដៅទាំងនេះ និងទំហំដែលត្រូវគ្នាជាការនាំផ្លូវដែលកម្លាំងទាំងនោះត្រូវបានបូកតាមច្បាប់ប្រលេឡូក្រាម ។ យើងអាចសន្និដ្ឋានបានថាគ្រឿងភ្ជាប់ខាងស្តាំផ្នែកខាងក្រោមគេបំផុតនឹងមានកម្លាំងផ្គួបធំជាងគេបំផុត ។

បង្គុំកម្លាំងដេក និងបញ្ឈររបស់គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗដែលបានពីកម្លាំងចំផ្ចិតគឺ

$p_{cx} = \frac{22.36}{8} = 2.795 kips \leftarrow$ និង $p_{cy} = \frac{44.72}{8} = 5.590 kips \downarrow$

សម្រាប់ couple

$$\sum(x^2 + y^2) = 8(2.75)^2 + 2\left[(6)^2 + (1)^2 + (2)^2 + (5)^2\right] = 192.5 in^2$$

$$p_{mx}=\frac{My}{\sum(x^2+y^2)}=\frac{480.7(6)}{192.5}=14.98kips\leftarrow$$

$$p_{my}=\frac{Mx}{\sum(x^2+y^2)}=\frac{480.7(2.75)}{192.5}=6.867kips\downarrow$$

$$\sum p_x=2.795+14.98=17.78kips\leftarrow$$

$$\sum p_y=5.590+6.867=12.46kips\downarrow$$

$$P=\sqrt{(17.78)^2+(12.46)^2}=21.7kips$$ (មើលរូបទី ៨.៦ c)

ចម្លើយ: កម្លាំងប៊ូឡុងដែលគ្រោះថ្នាក់គឺ 21.7$kips$ ។ ការអង្កេតពីទំហំ និងទិសដៅរបស់បង្គុំកម្លាំងដេក និងបញ្ឈរបញ្ជាក់ថាការសន្និដ្ឋានថាគ្រឿងភ្ជាប់ដែលបានជ្រើសរើសពិតជាមានគ្រោះថ្នាក់មែន ។

Ultimate Strength Analysis

វិធីដែលរៀបរាប់ពីខាងមុខមានលក្ខណៈងាយស្រួលក្នុងការអនុវត្ត ប៉ុន្តែមិនសុក្រិត ។ ក្នុងការវិភាគ គឺបានសន្និដ្ឋានថាទំនាក់ទំនងបន្ទុក-កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់គ្រឿងភ្ជាប់មានលក្ខណៈសមាមាត្រ (ជាបន្ទាត់) ហើយថា yield stress មិនត្រូវធំ ។ ការពិសោធន៍បង្ហាញថាវាមិនមែនជាករណី ហើយថាគ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗមិនមាន shear yield stress ពិតប្រាកដទេ ។ វិធីសាស្ត្រដែលពណ៌នានៅទីនេះកំណត់ ultimate strength របស់តំណដោយប្រើទំនាក់ទំនងមិនសមាមាត្របន្ទុក-កំហូចទ្រង់ទ្រាយដែលកំណត់ដោយការពិសោធន៍ សម្រាប់គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗ ។

ការសិក្សាដោយការពិសោធដែលរាយការណ៍នៅក្នុង Crawford and Kulak (1971) ដោយប្រើប៊ូឡុងប្រភេទ bearing $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ និងដែកបន្ទះ $A36$ ប៉ុន្តែលទ្ធផលអាចប្រើសម្រាប់ប៊ូឡុង $A325$ ដែលមានទំហំផ្សេងៗជាមួយនឹងដែកប្រភេទផ្សេងៗជាមួយនឹងលទ្ធផលលំអៀងតិចតួច ។ វិធីនេះនឹងផ្តល់នូវលទ្ធផលលំអៀងនៅពេលប្រើជាមួយប៊ូឡុង slip-critical និងជាមួយប៊ូឡុង $A490$ (AISC, 1994) ។

កម្លាំងប៊ូឡុងដែលត្រូវនឹងកំហូចទ្រង់ទ្រាយ Δ គឺ

$$R=R_{ult}\left(1+e^{-\mu\Delta}\right)^{\lambda}$$
$$=74\left(1-e^{10\Delta}\right)^{0.55} \quad (8.2)$$

ដែល $R_{ult}=$ កម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់ប៊ូឡុងនៅពេលដាច់ $=74kips=330MPa$

$e=$ គោលរបស់លោកនេពៃ $=2.718$

$\mu=$ មេគុណកាត់បន្ថយ $=10$

$\lambda=$ មេគុណកាត់បន្ថយ $=0.55$

Ultimate strength របស់តំណគឺឈរលើការសន្មត់ដូចខាងក្រោម៖

1. នៅពេលដាច់ ក្រុមគ្រឿងភ្ជាប់វិលជុំវិញ instantaneous center (IC) ។
2. កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់គ្រឿងភ្ជាប់មួយៗសមាមាត្រទៅនឹងចម្ងាយពី IC នឹងធ្វើអំពើកែងទៅកាំនៃរង្វិល ។
3. គេអាចទទួលបានលទ្ធភាពរបស់តំណនៅពេលដែល ultimate strength របស់គ្រឿងភ្ជាប់នៅឆ្ងាយបំផុតពី IC ។ (រូបទី ៧.៨ បង្ហាញពីកម្លាំងប៊ូឡុងជាកម្លាំងទប់ទល់ដែលធ្វើអំពើប្រឆាំងនឹងកម្លាំងអនុវត្តន៍) ។
4. ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ត្រូវតែរឹង ។

ជាវិបាកនៃការសន្មត់ទីពីរ កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់គ្រឿងភ្ជាប់នីមួយៗគឺ

$$\Delta = \frac{r}{r_{max}}\Delta_{max} = \frac{r}{r_{max}}(0.34)$$

ដែល r = ចម្ងាយពី IC ទៅគ្រឿងភ្ជាប់

r_{max} = ចម្ងាយទៅគ្រឿងភ្ជាប់ដែលនៅឆ្ងាយបំផុត

Δ_{max} = កំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ឆ្ងាយបំផុតនៅ ultimate $= 0.34 in.$ (ដែលកំណត់ដោយការពិសោធន៍)

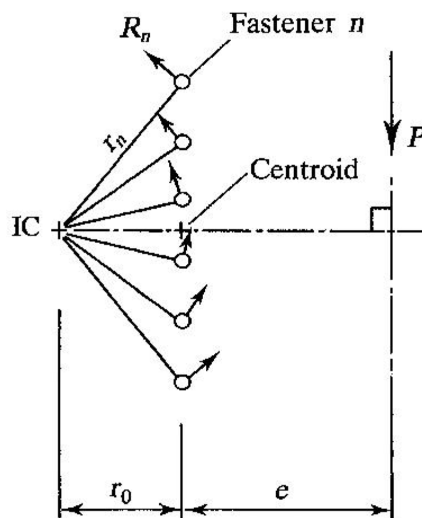


FIGURE 8.7

ជាមួយនឹង elastic analysis, វាមានភាពងាយស្រួលជាងក្នុងការធ្វើការជាមួយនឹងបង្គុំកម្លាំងចតុកោណកែង ឬ

$$R_y = \frac{x}{r}R \qquad \text{ឬ} \qquad R_x = \frac{y}{r}R$$

ដែល x និង y ជាចម្ងាយដេក និងចម្ងាយបញ្ឈរពី instantaneous center ទៅគ្រឿងភ្ជាប់ ។ នៅខណៈពេល ដាច់ លំនឹងត្រូវបានរក្សា ហើយសមីការលំនឹងបីខាងក្រោមត្រូវបានអនុវត្តទៅលើក្រុមគ្រឿងភ្ជាប់ (យោងទៅលើ រូបទី ៨.៧):

$$\sum F_x = \sum_{n=1}^{m}(R_x)_n - P_x = 0 \quad (8.3)$$

$$M_{IC} = P(r_o + e) - \sum_{n=1}^{m}(r_n \times R_n) = 0 \quad (8.4)$$

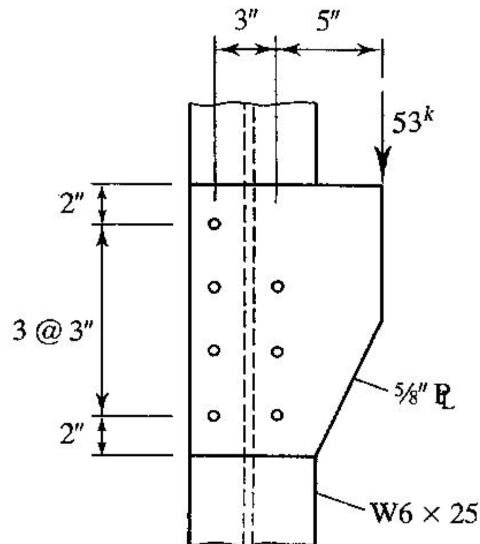
ហើយ $$\sum F_y = \sum^{m}(R_y)_n - P_y = 0 \quad (8.5)$$

ដែល អនុបាត n កំណត់នូវគ្រឿងភ្ជាប់មួយៗ និង m ជាចំនួនសរុបរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ។ វិធីសាស្ត្រទូទៅគឺសន្មត់ទី តាំង instantaneous center បន្ទាប់មកកំណត់តម្លៃត្រូវគ្នារបស់ P ដែលបំពេញសមីការលំនឹង ។ ប្រសិនបើ អញ្ចឹងមែន ទីតាំងនេះគឺត្រឹមត្រូវ ហើយ P ជាលទ្ធភាពរបស់តំណ ។ វិធីសាស្ត្រជាក់លាក់គឺដូចខាងក្រោម:

1. សន្មត់តម្លៃសម្រាប់ r_o ។
2. ដោះស្រាយរក P ពីសមីការ 8.4 ។
3. ជំនួស r_o និង P ទៅក្នុងសមីការ 8.3 និង 8.5 ។
4. ប្រសិនបើសមីការទាំងនោះត្រូវបានបំពេញជាមួយនឹងកម្រិតលំអៀងដែលអាចទទួលយកបាន ការ វិភាគនេះត្រូវបានបញ្ចប់ ។ តែបើមិនដូច្នោះទេ គេត្រូវធ្វើការជ្រើសរើសតម្លៃសាកល្បង r_o ថ្មី ហើយ គេត្រូវធ្វើការគណនាឡើងវិញ ។

សម្រាប់ករណីទូទៅនៃបន្ទុកបញ្ឈរ សមីការ 8.3 នឹងត្រូវបានបំពេញដោយស្វ័យប្រវត្ត ។ ដើម្បីភាពងាយ ស្រួល និងកុំឱ្យបាត់បង់ឱកាសភាព យើងពិចារណាតែករណីនេះ ។ តែទោះបីជាមួយការសន្មត់នេះ ការគណនា សម្រាប់ trial problem ជាច្រើនមានលក្ខណៈលំបាក ដែលត្រូវការជំនួយកុំព្យូទ័រជាចាំបាច់ ។ ផ្នែក (B) របស់ ឧទាហរណ៍ ៨.២ ត្រូវបានធ្វើការជាមួយនឹងជំនួយពី standard spreadsheet program សម្រាប់ personal computers ។

ឧទាហរណ៍ ៨.២: Bracket connection ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៨ ត្រូវទ្រកម្លាំងមេគុណចាកផ្ចិត $53kips$ ។ តំណត្រូវបានគណនាដោយឱ្យមានប៊ូឡុងពីរជួរឈរ ដែលក្នុងមួយជួរៗមានប៊ូឡុង 4 គ្រាប់ តែប៊ូឡុងមួយគ្រាប់ ត្រូវបានដកចោលដោយគ្មានចេតនា ។ ប្រសិនបើគេប្រើប៊ូឡុង bearing-type $A325$ ដែលមានអង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ តើតំណនេះមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ឬអត់? សន្មត់ថាធ្មេញប៊ូឡុងស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ ។ ប្រើដែក $A36$ និងអនុវត្ត នូវការវិភាគខាងក្រោម: (a) elastic analysis; (b) ultimate strength analysis ។



ដំណោះស្រាយ: a. Elastic analysis ។ សម្រាប់ប្រព័ន្ធកូអរដោនេដែលមានគល់នៅត្រង់ផ្ចិតរបស់ប៊ូឡុងខាងក្រោមផ្នែកខាងឆ្វេង (រូបទី ៨.៩)

$$\bar{y} = \frac{2(3)+2(6)+1(9)}{7} = 3.857 in.$$

$$\bar{x} = \frac{3(3)}{7} = 1.286 in.$$

$$\sum\left(x^2+y^2\right) = 4(1.286)^2 + 3(1.714)^2 + 2(3.857)^2 + 2(0.857)^2 + 2(2.143)^2 + 1(5.143)^2 = 82.29 in.^2$$

$$e = 3+5-1.286 = 6.714 in.$$

$$M = Pe = 53(6.714) = 355.8 in.-kips$$ (ស្របទ្រនិចនាឡិកា)

$$p_{cy} = \frac{53}{7} = 7.571 kips \downarrow \qquad p_{cx} = 0$$

ពីទិសដៅ និងទំហំដែលត្រូវគ្នាដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៩ ប៊ូឡុងក្រោមគេផ្នែកខាងស្តាំត្រូវបានចាត់ទុកថាជាប៊ូឡុងដែលមានគ្រោះថ្នាក់ជាងគេ

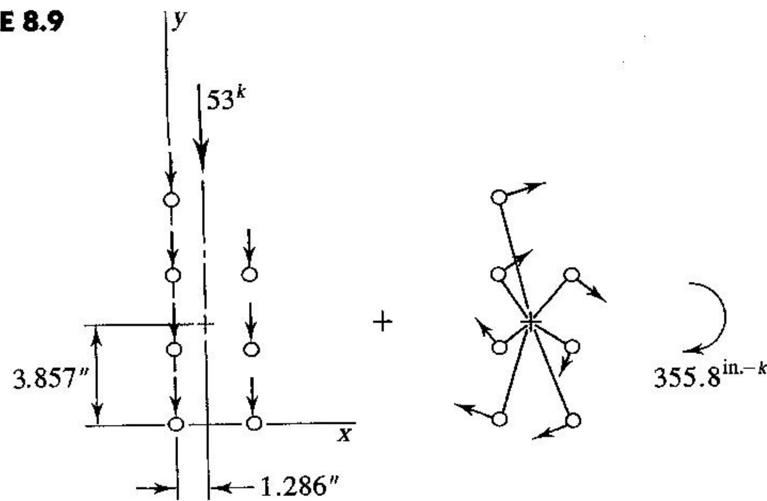
$$p_{mx} = \frac{My}{\sum\left(x^2+y^2\right)} = \frac{355.8(3.857)}{82.29} = 16.68 kips \leftarrow$$

$$P_{my} = \frac{Mx}{\sum\left(x^2+y^2\right)} = \frac{355.8(1.714)}{82.29} = 7.411 kips \downarrow$$

$$\sum p_x = 16.68 kips$$

$$\sum p_y = 7.571 + 7.411 = 14.98 kips$$

$$p = \sqrt{(16.68)^2 + (14.98)^2} = 22.4 kips$$



ដើម្បីកំណត់ design strength របស់ប៊ូឡុងរង bearing ប្រើអង្កត់ផ្ចិតរន្ធ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{7}{8} + \frac{1}{16} = \frac{15}{16} in.$$

សម្រាប់រន្ធដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមជាងគេ ប្រើ $L_e = 2in.$ នោះ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 2 - \frac{15/16}{2} = 1.513 in.$$

$$2d = 2\left(\frac{7}{8}\right) = 1.75 in.$$

ដោយ $L_c < 2d$ bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.531)(0.455)(58) = 36.4 kips/bolt$$

សម្រាប់រន្ធផ្សេងទៀត ប្រើ $s = 3in.$ នោះ

$$L_c = s - h = 3 - \frac{15}{16} = 2.062 in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4 dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)(0.455)(58) = 41.56 kips/bolt$

តម្លៃ bearing ទាំងពីរធំជាងកម្លាំងក្នុងមួយប៊ូឡុង ដូចនេះ bearing strength គឺគ្រប់គ្រាន់ ។

សម្រាប់ shear

$$A_b = \frac{\pi(7/8)^2}{4} = 0.6013 in.^2$$

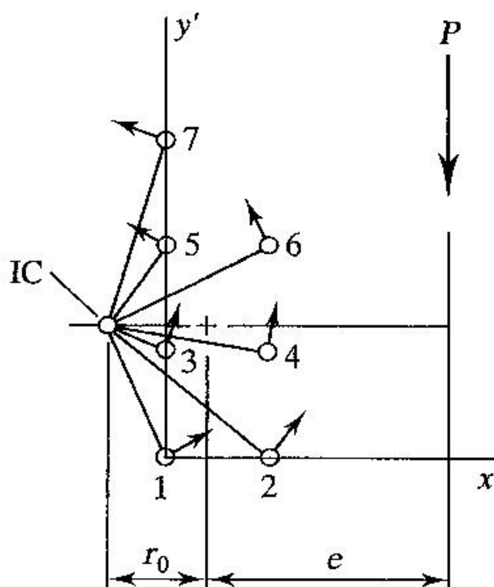
$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(48)(0.6013) = 21.6 kips < 22.4 kips \qquad \text{(N.G.)}$$

ចម្លើយ: តំណមិនបំពេញលក្ខខណ្ឌដោយ elastic analysis ។

b. យើងដោះស្រាយតាមវិធី ultimate strength analysis ជាមួយនឹងជំនួយរបស់ standard spreadsheet software ។ លទ្ធផលរបស់តម្លៃសាកល្បងចុងក្រោយរបស់ $r_o = 1.57104in.$ ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុងតារាង ៨.១ ។ ប្រព័ន្ធកូអរដោនេ និងលេខរៀងប៊ូឡុងត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងតារាង ៨.១០ ។

តារាង ៨.១

គ្រឿងភ្ជាប់	គោលនៅត្រង់ប៊ូឡុងលេខ 1		គោលនៅត្រង់ IC		r	Δ	R	rR	Ry
	x'	y'	x	y					
1	0.000	0.000	0.285	-3.857	3.868	0.255	70.774	273.731	5.221
2	3.000	0.000	3.285	-3.857	5.067	0.334	72.553	367.598	47.045
3	0.000	3.000	0.285	-0.857	0.903	0.060	47.649	43.046	15.050
4	3.000	3.000	3.285	-0.857	3.395	0.224	69.563	236.188	67.310
5	0.000	6.000	0.285	2.143	2.162	0.143	63.631	137.555	8.398
6	3.000	6.000	3.285	2.143	3.922	0.259	70.891	278.061	59.377
7	0.000	9.000	0.285	5.143	5.151	0.340	72.631	374.107	4.023
សរុប								1710.287	206.424



ពីសមីការ 8.4

$$P(r_o + e) = \sum rR$$

$$P = \frac{\sum rR}{r_o + e} = \frac{1710.29}{1.57104 + 6.71429} = 206.424 kips$$

ដែល e ត្រូវបានយក 5 ខ្ទង់ក្រោយខ្សៀសដើម្បីសុក្រិតភាពខ្ពស់។

ពីសមីការ 8.5

$$\sum F_y = \sum R_y - P = 206.424 - 206.424 = 0.00$$

បន្ទុកដែលអនុវត្តមិនមនាបង្កុំកម្លាំងដេក ដូចនេះសមីការ 8.3 ត្រូវបានបំពេញដោយស្វ័យប្រវត្ត។

បន្ទុក $206.424 kips$ ដែលទើបនឹងបានកំណត់ជា failure load សម្រាប់ការតភ្ជាប់ ហើយត្រូវបានឈរនៅលើគោលការណ៍ដែលគ្រឿងភ្ជាប់ដែលគ្រោះថ្នាក់ទៅដល់ ultimate load capacity ។ ប្រសិនបើបន្ទុកដាច់របស់តំណត្រូវបានគុណដោយផលធៀប fastener design strength លើ fastener ultimate strength $74 kips$ (Crawford និង Kulak, 1971), យើងនឹងទទួលបានលទ្ធភាពរបស់តំណ។

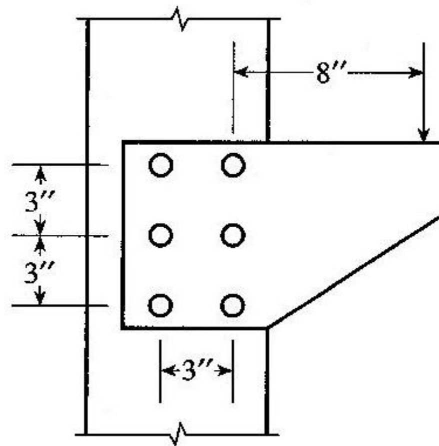
ពី **a.** design strength របស់ប៊ូឡុងមួយ (ដែលឈរលើ shear) គឺ $21.6 kips$ ។

បន្ទុកមេគុណអតិបរមា $= 206(21.6/74) = 60.1 kips > 53 kips$ (OK)

ចម្លើយ: ការតភ្ជាប់មានលក្ខណ: គ្រប់គ្រាន់ដោយ ultimate strength analysis ។

Table 8-18 ដល់ 8-25 នៅក្នុង Part 8 of the Manual (Volume II) ផ្តល់ឱ្យមេគុណសម្រាប់វិភាគ ឬគណនាគំរូធម្មតានៃក្រុមប៊ូឡុងដែលរងនូវបន្ទុកចាកផ្ចិត។ សម្រាប់ការតំរៀបប៊ូឡុងនីមួយៗដែលបានពិចារណា តារាងទាំងនោះផ្តល់នូវតម្លៃ C ដែលជាផលធៀប connection failure load លើ fastener ultimate strength ។ ដើម្បីទទួលបានបន្ទុកតំណដែលមានសុវត្ថិភាព តម្លៃថេរនេះត្រូវបានគុណដោយ design strength របស់គ្រឿងភ្ជាប់ដែលប្រើ។ សម្រាប់បន្ទុកចាកផ្ចិតមិនត្រូវបានបញ្ចូលទៅក្នុងតារាងទាំងនេះទេ ដូចនេះ គេអាចប្រើ elastic method ដែលជាវិធីមានសុវត្ថិភាព។ ពិតណាស់ កម្មវិធីកុំព្យូទ័រ ឬ spreadsheet software ក៏ត្រូវបានប្រើដើម្បីគណនា ultimate strength anlysis ។

ឧទាហរណ៍ ៨.៣: ប្រើតារាងនៅក្នុង Part 8 of the Manual ដើម្បីកំណត់ factored load capacity P_u ដែលឈរលើ bolt shear សម្រាប់តំណដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១១ ។ ប៊ូឡុង bearing-type $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4 in.$ ដោយធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់។ ប៊ូឡុងរងនូវ single shear ។



design strength របស់ប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ដែលរង single shear គឺ

$$\phi r_n = \phi(48)A_b = 0.75(48)(0.4418) = 15.90kips$$

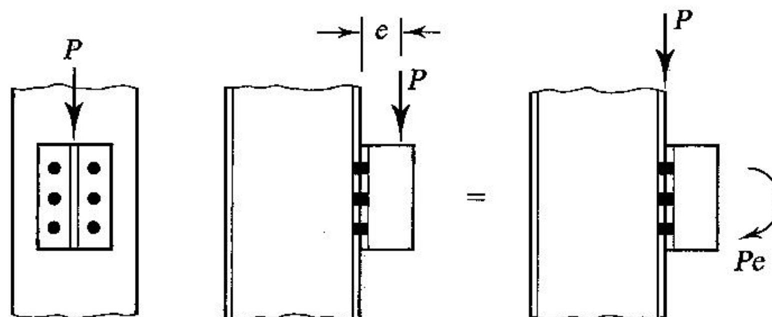
ដោយ $C = P_u / \phi r_n$,

$$P_u = C\phi r_n = 1.53(15.90) = 24.3kips$$

ចម្លើយ: លទ្ធភាពបន្ទុកមេគុណអតិបរមា (maximum factored load capacity) របស់តំណគឺ $24.3kips$ ។

៨.៣. តំណចំណាកផ្ចិតដោយប៊ូឡុង: កម្លាំងកាត់បូកនឹងកម្លាំងទាញ
Eccentric Bolted Connections: Shear Plus Tension

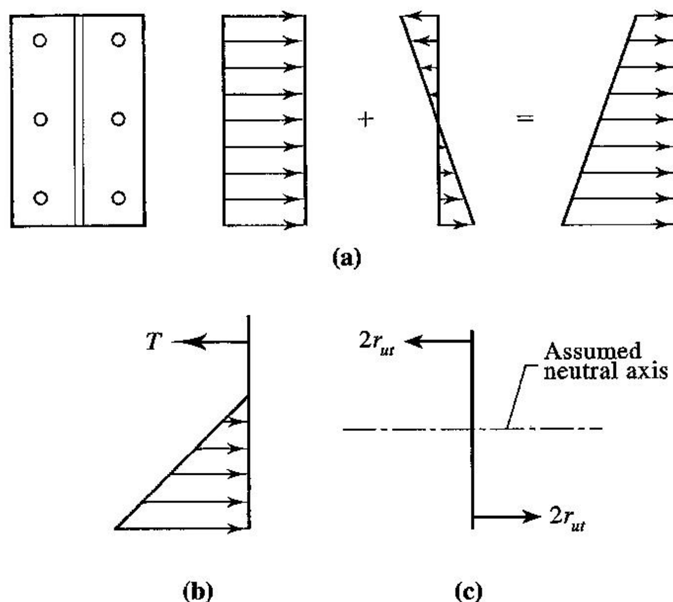
សម្រាប់ការតភ្ជាប់ដែលគេប្រើ tee stub bracket ដូចក្នុងរូបទី ៨.១២ បន្ទុកចំណាកផ្ចិតបង្កើត couple ដែលអាចបង្កើនកម្លាំងទាញនៅក្នុងជួរខាងលើរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ហើយកាត់បន្ថយកុងត្រាំងទាញនៅក្នុងជួរខាងក្រោម ។ ប្រសិនបើគ្រឿងភ្ជាប់ជាប៊ូឡុងដែលគ្មានកុងត្រាំងទាញដើម ប៊ូឡុងខាងលើនឹងត្រូវបានដាក់ឱ្យរងកុងត្រាំងទាញ ហើយប៊ូឡុងខាងក្រោមនឹងមិនរងឥទ្ធិពល ។ ដោយមិនគិតពីប្រភេទរបស់គ្រឿងភ្ជាប់ ប៊ូឡុងនីមួយៗនឹងរងនូវចំណែកកម្លាំងកាត់ស្មើៗគ្នា ។



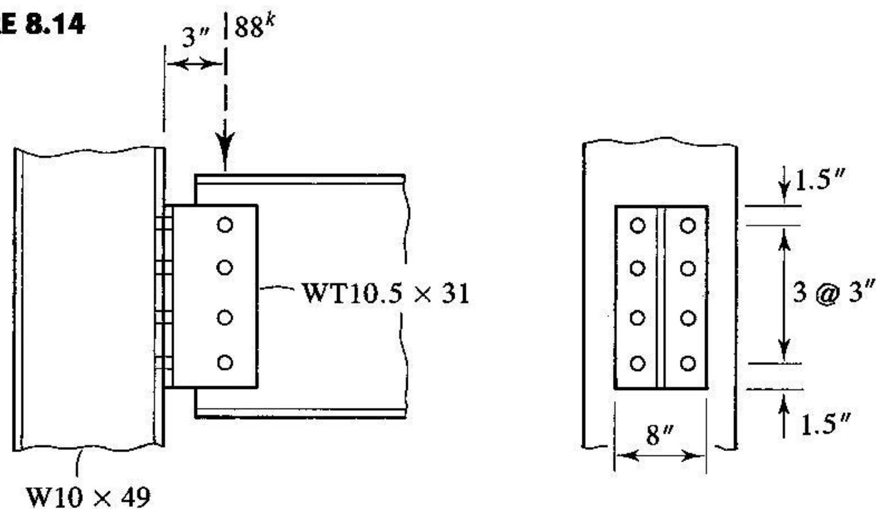
ប្រសិនបើគ្រឿងភ្ជាប់ជាប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់ដែលរងប្រេកុងត្រាំង ផ្ទៃប៉ះរវាងស្លាបសសរ និងស្លាប bracket នឹងរងការសង្កត់ស្មើ មុននឹងកម្លាំងខាងក្រៅអនុវត្តមក ។ Bearing pressure នឹងស្មើនឹងកម្លាំងទាញប៊ូឡុងសរុបដែលចែកដោយផ្ទៃប៉ះ ។ ដោយសារបន្ទុក P អនុវត្តបន្តិចម្តងៗ កម្លាំងសង្កត់នៅខាងលើនឹងត្រូវបានកាត់បន្ថយ ហើយកម្លាំងសង្កត់នៅខាងក្រោមនឹងកើនឡើង ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៣ a ។ នៅពេលដែលកំលាំងសង្កត់នៅខាងលើត្រូវបានរំសាយអស់រលីង បង្គុំកម្លាំងនឹងត្រូវបានបំបែក ហើយ couple Pe នឹងត្រូវបានទប់ទល់ដោយកម្លាំងប៊ូឡុងទាញ ហើយកម្លាំងសង្កត់នៅលើផ្ទៃប៉ះដែលនៅសល់ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៣ b ។ នៅពេលដែលកម្លាំងខិតទៅរក ultimate load កម្លាំងនៅក្នុងប៊ូឡុងនឹងខិតទៅជិត ultimate tensile strength របស់វា ។

វិធីដែលសាមញ្ញ និងមានសុវត្ថិភាពត្រូវបានប្រើនៅទីនេះ ។ គេសន្មត់អ័ក្សណឺតរបស់តំណកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃប៊ូឡុង ។ ប៊ូឡុងដែលស្ថិតនៅពីខាងលើអ័ក្សនេះរងកម្លាំងទាញ ហើយប៊ូឡុងដែលនៅពីខាងក្រោមអ័ក្សនេះត្រូវបានសន្មត់ថារងកម្លាំងសង្កត់ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៣ c ។ ប៊ូឡុងនីមួយៗត្រូវបានសន្មត់ថាទទួលបានតម្លៃ ultimate r_{ut} ។ ដោយសារតែមានប៊ូឡុងពីរគ្រាប់នៅគ្រប់នីវ៉ូ (រូបទី ៨.១៣ c) កម្លាំងនីមួយៗត្រូវបានបង្ហាញ $2r_{ut}$ ។ កម្លាំងផ្គួបនៃកម្លាំងទាញ និងកម្លាំងសង្កត់ជា couple ដែលស្មើនឹងម៉ូម៉ង់ទប់របស់តំណ ។ ម៉ូម៉ង់ couple អាចត្រូវបានរកដោយធ្វើផលបូកម៉ូម៉ង់នៃកម្លាំងប៊ូឡុងធៀបអ័ក្សណាមួយដែលងាយស្រួលដូចជាអ័ក្សណឺត ។ នៅពេលដែលម៉ូម៉ង់ទប់ត្រូវបានដាក់ឱ្យស្មើម៉ូម៉ង់អនុវត្តន៍ គេអាចរកកម្លាំងទាញប៊ូឡុង r_{ut} ដែលមិនស្គាល់ពីសមីការដែលទទួលបាន ។ (វិធីនេះស្រដៀងគ្នានឹង Case II in Part 8 of the Manual, Volume II) ។

FIGURE 8.13



ឧទាហរណ៍ ៨.៤: តំណ beam-to-column ត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយ structural tee ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៤ ។ គេប្រើប៊ូឡុង fully tightened bearing-type $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ចំនួន 8 គ្រាប់ដើម្បីភ្ជាប់ស្លាបរបស់ tee ទៅនឹងស្លាបសសរ ។ ចូរអង្កេតភាពគ្រប់គ្រាន់របស់តំណ (tee-to-column connecvtion) ប្រសិនបើវារងបន្ទុកមេគុណ $88kips$ នៅចំណាកផ្ចិត $3in.$ ។ សន្មត់ថាធ្មេញប៊ូឡុងស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កាត់ ។ ដែកទាំងអស់ជា $A36$ ។



ដំណោះស្រាយ: shear/bearing load សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ $88/8=11kips$ ។ សម្រាប់ bearing design strength ប្រើអង្កត់ផ្ចិតប្រហោង

$$h=d+\frac{1}{16}=\frac{3}{4}+\frac{1}{16}=\frac{13}{16}in.$$

សម្រាប់ជ្រុងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមជាងគេបំផុត យក $L_e=1.5in.$ ។ នោះ

$$L_c=L_e-\frac{h}{2}=1.5-\frac{13/16}{2}=1.094in.$$

$$2d=2\left(\frac{3}{4}\right)=1.5in.$$

ដោយសារ $L_c<2d$,

$$\phi R_n=\phi(1.2L_ctF_u)=0.75(1.2)(1.094)(0.560)(58)=31.98kips>11kips \quad \text{(OK)}$$

សម្រាប់ប្រហោងផ្សេងទៀតយក $s=3in.$ ។ នោះ

$$L_c=s-h=3-\frac{13}{16}=2.188in.>2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n=\phi(2.4dtF_u)=0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)(0.560)(58)=43.85kips>11kips$ (OK)

តំណមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ bearing ។

សម្រាប់ shear design strength

$$A_b = \frac{\pi(3/4)^2}{4} = 0.4418in^2$$

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0.75(48)(0.4418) = 15.90kips$$

គណនាកម្លាំងទាញសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយ នឹងបន្ទាប់មកត្រួតពិនិត្យ tension-shear interaction ។ ដោយសារភាពស៊ីមេទ្រី ទីប្រជុំទម្ងន់ស្ថិតនៅកម្ពស់ពាក់កណ្តាល ។ រូបទី ៨.១៥ បង្ហាញក្រឡាផ្ទៃប៊ូឡុង និងការបែងចែកកម្លាំងទាញប៊ូឡុង ។

ម៉ូម៉ង់របស់ resisting couple ត្រូវបានរកដោយធ្វើផលបូកម៉ូម៉ង់ធៀបអ័ក្សណឺត:

$$\sum M_{NA} = 2r_{ut}(4.5 + 1.5 + 1.5 + 4.5) = 24r_{ut}$$

ម៉ូម៉ង់ដែលអនុវត្តគឺ

$$M_u = P_u e = 88(3) = 264in. - kips$$

ដាក់ម៉ូម៉ង់ទប់ និងម៉ូម៉ង់អនុវត្តន៍ឱ្យស្មើគ្នា យើងបាន

$$24r_{ut} = 264 \quad \text{ឬ} \quad r_{ut} = 11kips$$

Tensile design strength គឺ

$$\phi R_n = \phi F_t A_b = 0.75(90)(0.4418) = 29.82kips$$

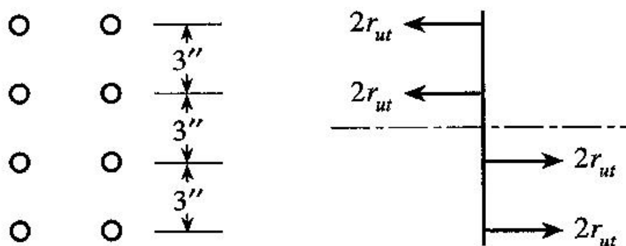
ត្រួតពិនិត្យ RCSC Equation LRFD 4.2 ពី bolt specification (RCSC, 1994) ជាមួយនឹង

$P_u = r_{ut} = 11kips$ និង $V_u =$ bolt shear force $= 11kips$

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2 = \left(\frac{11}{29.82}\right)^2 + \left(\frac{11}{15.9}\right)^2 = 0.615 < 1.0 \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: តំណគឺគ្រប់គ្រាន់

FIGURE 8.15



នៅពេលដែលប៊ូឡុងនៅក្នុងតំណ slip-critical រងការទាញ slip-critical strength ជាធម្មតាត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយមេគុណដែលផ្តល់ឱ្យដោយ AISC Equation A-J3-2 (មើល ផ្នែក ៧.៩) ។ មូលហេតុគឺថា clamping effect និងកម្លាំងកកិតត្រូវបានកាត់បន្ថយ ។ ប៉ុន្តែនៅក្នុងតំណដែលទើបនឹងពិចារណា វាមានកម្លាំងសង្កត់បន្ថែមនៅក្នុងផ្នែកខាងក្រោមរបស់តំណដែលបង្កើនកម្លាំងកកិត ដែលវាទូទាត់នឹងការកាត់បន្ថយនៅក្នុងផ្នែកខាងក្រោមរបស់តំណ ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ slip-critical strength មិនគួរត្រូវបានកាត់បន្ថយនៅក្នុងប្រភេទតំណនេះទេ ។

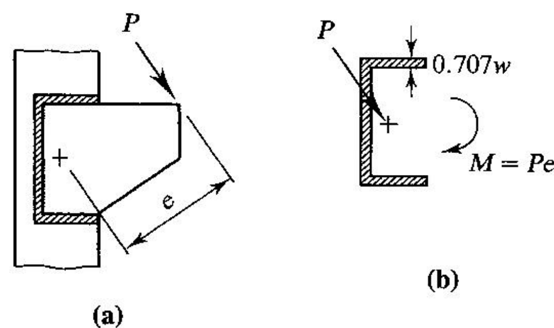
៨.៤. តំណចំណាកផ្ចិតដោយផ្សារៈ តែកម្លាំងកាត់
Eccentric Welded Connections: Shear only

គេវិភាគតំណចំណាកផ្ចិតដោយផ្សារតាមវិធីដូចគ្នាសម្រាប់តំណដោយប៊ូឡុង លើកលែងត្រង់កម្លាំងក្នុងគ្រឿងភ្ជាប់មួយៗត្រូវបានជំនួសដោយកម្លាំងក្នុងប្រវែងទឹកបន្សារឯកត្តា ។ ដូចក្នុងករណីដែលតំណចំណាកផ្ចិតដោយប៊ូឡុងរងកម្លាំងកាត់ តំណដោយផ្សាររងកម្លាំងកាត់អាចត្រូវបានអង្កេតដោយវិធី elastic method ឬ ultimate strength method ។

Elastic method

បន្ទុកនៅលើ bracket ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៦ a អាចនឹងត្រូវបានពិចារណាឱ្យអើ្វអំពើនៅក្នុងប្លង់នៃទឹកបន្សារ ដែលជាប្លង់របស់ throat ។ ប្រសិនបើយើងសន្មត់បែបនេះ បន្ទុកនឹងត្រូវបានទប់ដោយក្រឡាផ្ទៃទឹកបន្សារដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូប ៨.១៦ b ។ ប៉ុន្តែ ការគណនាមានលក្ខណៈសាមញ្ញ ប្រសិនបើគេប្រើ throat មួយឯកត្តា ។ បន្ទាប់មកបន្ទុកដែលគណនាបានត្រូវគុណនឹង 0.707 ជាមួយនឹងទំហំរបស់ទឹកបន្សារដើម្បីទទួលបានបន្ទុកពិតប្រាកដ ។

FIGURE 8.16



បន្ទុកចំណាកផ្ចិតនៅក្នុងប្លង់ទីកបន្សារដែលធ្វើឱ្យទីកបន្សាររងទាំងកម្លាំងកាត់ផ្ទាល់ (direct shear) និងកម្លាំងកាត់ដោយរមួល (torsional shear) ។ ដោយសារធាតុនីមួយៗរបស់ទីកបន្សារទប់ទល់នឹងចំណែកស្មើរបស់ direct shear នោះ direct shear stress គឺ

$$f_1 = \frac{P}{L}$$

ដែល L ជាប្រវែងសរុបរបស់ទីកបន្សារ ហើយស្មើនឹងក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់ដោយគិតជាលេខ ដោយសារគេសន្មត់ទំហំ throat ស្មើនឹងមួយឯកត្តា ។ ប្រសិនបើគេប្រើកុំប៉ូសង់កែង

$$f_{1x} = \frac{P_x}{L} \quad \text{និង} \quad f_{1y} = \frac{P_y}{L}$$

ដែល P_x និង P_y ជាបង្គុំកម្លាំងតាមទិស x និង y ។ កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ដែលកើតឡើងដោយសារ couple ត្រូវបានគេរកជាមួយនឹងរូបមន្តកម្លាំងរមួល

$$f_2 = \frac{Md}{J}$$

ដែល d = ចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់ទៅចំណុចដែលកុងត្រាំងកំពុងត្រូវបានគណនា

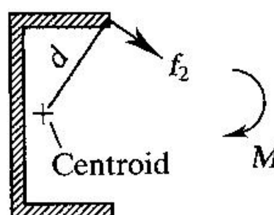
J = ម៉ូម៉ង់និចលភាពប៉ូលែររបស់ក្រឡាផ្ទៃនោះ

រូបទី ៨.១៧ បង្ហាញពីកុងត្រាំងទាំងនេះនៅត្រង់កាច់ជ្រុងខាងលើផ្នែកខាងក្រោមរបស់ទីកបន្សារ ។ តាមកុំប៉ូសង់កែង

$$f_{2x} = \frac{My}{J} \quad \text{និង} \quad f_{2y} = \frac{Mx}{J}$$

ដែល $J = \int_A r^2 dA = \int_A \left(x^2 + y^2\right) dA = \int_A x^2 dA + \int_A y^2 dA = I_y + I_x$

FIGURE 8.17



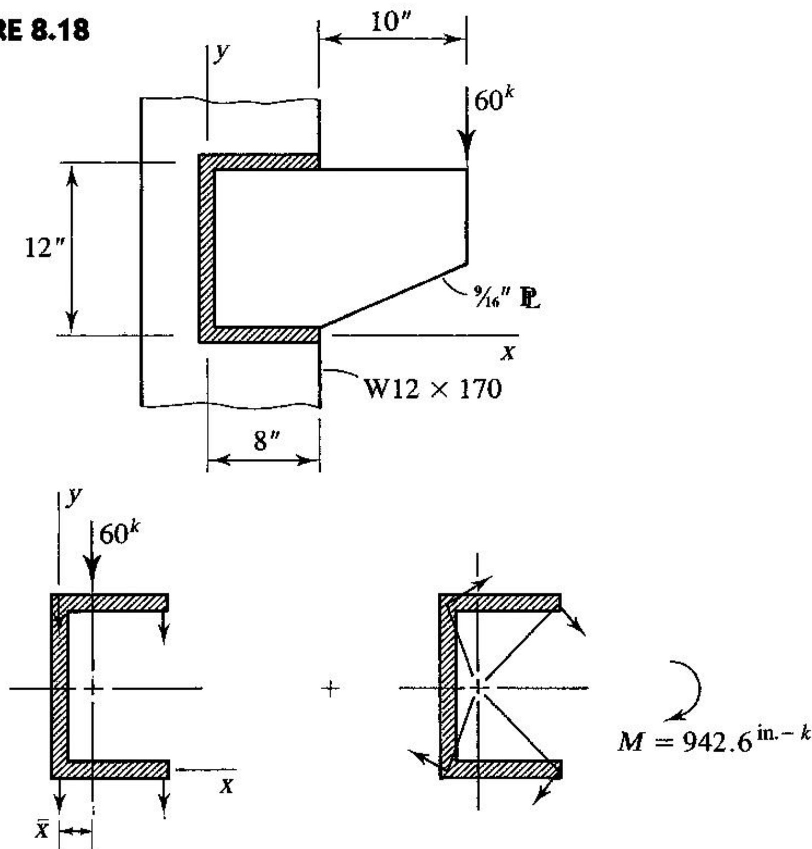
ដែល I_x និង I_y ជាម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់ ។ នៅពេលដែលបង្គុំកម្លាំងទាំងអស់ត្រូវបានកំណត់ យើងអាចបូកបង្គុំកម្លាំងដើម្បីទទួលបានកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់សរុបនៅត្រង់ចំណុចដែលយើងចង់ដឹង ឬ

$$f_v = \sqrt{\left(\sum f_x\right)^2 + \left(\sum f_y\right)^2}$$

ដូចគ្នានឹងតំណដោយប៊ូឡុង ជាទូទៅទីតាំងគ្រោះថ្នាក់សម្រាប់កុងត្រាំងផ្គួបអាចត្រូវបានកំណត់ពីការសង្កេតលើតម្លៃ និងទិសដៅរបស់បង្គុំ direct shear និង torsional shearing stress ។

ដោយសារគេប្រើទឹកបន្ទារក្នុងមួយឯកត្តា ការគណនាទីប្រជុំទម្ងន់ និងម៉ូម៉ង់និចលភាពគឺមានលក្ខណៈជាខ្សែបន្ទាត់ ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងគិតអង្កត់ទឹកបន្ទារជាអង្កត់ខ្សែដែលយើងសន្មត់ទៅប្រវែងដូចគ្នានឹងជ្រុងគែមរបស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដែលនៅក្បែរវា ។ លើសពីនេះ យើងចោលម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់អង្កត់ខ្សែធៀបទៅនឹងអ័ក្សដែលត្រួតគ្នាជាមួយនឹងខ្សែ ។

ឧទាហរណ៍ ៨.៥: កំណត់ទំហំរបស់ទឹកបន្ទារដែលត្រូវការសម្រាប់តំណ bracket នៅក្នុងរូបទី ៨.១៨ ។ បន្ទុក $60kips$ ជាបន្ទុកមេគុណ ។ គេប្រើដែក $A36$ សម្រាប់សសរ និង bracket ។



ដំណោះស្រាយ: គេអាចជំនួសបន្ទុកចាកផ្ចិតដោយបន្ទុកចំផ្ចិត និង couple ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៨ ។ Direct shearing stress គិតជា $kips/in.$ គឺដូចគ្នាសម្រាប់គ្រប់អង្កត់ទឹកបន្ទារ ហើយស្មើនឹង

$$f_{1y} = \frac{60}{8+12+8} = \frac{60}{28} = 2.143 kips/in.$$

មុននឹងគណនាបង្គុំកម្លាំងរមួលរបស់ shearing stress, គេត្រូវកំណត់ទីតាំងរបស់ទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃកម្លាំងកាត់ ។ ពីគោលការណ៍ម៉ូម៉ង់ជាមួយនឹងផលបូកម៉ូម៉ង់ធៀបអ័ក្ស y ,

$$\bar{x}(28) = 8(4)(2) \qquad \text{ឬ } \bar{x} = 2.286 in.$$

ចំណាកផ្ចិត e គឺ $10+8-2.286 = 15.71 in.$

ហើយម៉ូម៉ង់រមួលគឺ $M = Pe = 60(15.71) = 942.6 in.-kips$

ប្រសិនបើគេចោលម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ទឹកបន្សារតាមទិសដេកនីមួយៗធៀបអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់វា នោះម៉ូម៉ង់និចលភាពនៃក្រឡាផ្ទៃសរុបធៀបនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់តាមទិសដេកគឺ

$$I_x = \frac{1}{12}(1)(12)^3 + 2(8)(6)^2 = 720.0 in.^4$$

ដូចគ្នា $I_y = 2\left[\frac{1}{12}(1)(8)^3 + 8(4-2.286)^2\right] + 12(2.286)^2 = 195.0 in.^4$

ហើយ $J = I_x + I_y = 720.0 + 195.0 = 915.0 in^4$

រូបទី ៨.១៨ បង្ហាញទិសដៅរបស់បង្គុំកុងត្រាំងទាំងពីរនៅកាច់ជ្រុងរបស់តំណនីមួយៗ ។ តាមការសង្កេត, កាច់ជ្រុងខាងលើផ្នែកខាងស្តាំ ឬកាច់ជ្រុងខាងក្រោមផ្នែកខាងស្តាំអាចត្រូវបានគិតជាទីតាំងដែលមានគ្រោះថ្នាក់ ។ ប្រសិនបើគេជ្រើសរើសកាច់ជ្រុងខាងក្រោមផ្នែកខាងស្តាំ នោះ

$$f_{2x} = \frac{My}{J} = \frac{942.6(6)}{915.0} = 6.181 kips/in.$$

$$f_{2y} = \frac{Mx}{J} = \frac{942.6(8-2.286)}{915.0} = 5.886 kips/in.$$

$$f_v = \sqrt{(6.181)^2 + (2.143+5.886)^2} = 10.13 kips/in.$$

ត្រួតពិនិត្យរេស៊ីស្តង់របស់ base metal ។ ពីសមីការ 7.21

$$\phi R_n = \phi F_{BM} \times \text{area subject to shear}$$

$$= \phi F_{BM} \times t = 0.54 F_y t = 0.54(36)\left(\frac{9}{16}\right)$$

$$= 10.94 kips/in. > 10.13 kips/in. \quad \text{(OK)}$$

ពីសមីការ 7.20 weld strength គឺ

$$\phi R_n = 0.707 \times w \times L \times \phi F_W$$

Electrode ដែលត្រូវផ្គាសម្រាប់ដែក $A36$ គឺ $E70$, ជាមួយនឹង $\phi F_W = 31.5 ksi$ ។

ដូចនេះទំហំទឹកបន្សារដែល ត្រូវការគឺ

$$w = \frac{\phi R_n}{0.707 L \phi F_W} = \frac{10.13}{0.707(1.0)(31.5)} = 0.455 in.$$

ចម្លើយ: ប្រើ fillet weld $1/2in.$ ជាមួយនឹង electrode $E70$ ។

Ultimate Strength Analysis

គេអាចគណនា Eccentric welded shear connection ដោយប្រើ elastic method យ៉ាងសុវត្ថិភាព ប៉ុន្តែមេគុណសុវត្ថិភាពអាចធំជាងអ្វីដែលត្រូវការ ហើយអាចប្រែប្រួលពីតំណមួយទៅតំណមួយ (Bultler, Pal, and Kulak, 1920) ។ ការវិភាគប្រភេទនេះមានគុណវិបត្តិខ្លះដូច elastic method សម្រាប់ eccentric bolted connections, ដោយរួបបញ្ចូលទាំងការសន្មត់ថាទំនាក់ទំនងរវាង បន្ទុក-កំហូចទ្រង់ទ្រាយ សម្រាប់ការផ្សារ ។ ប្រភពផ្សេងទៀតរបស់កំហុសគឺការសន្មត់ថារេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្សារមិនអាស្រ័យនឹងទិសដៅរបស់បន្ទុកដែលអនុវត្ត ។ Ultimat strength procedure ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង Part 8 of the Manual (Volume II) ហើយត្រូវបានសង្ខេបនៅទីនេះ ។ វាឈរលើការសិក្សាស្រាវជ្រាវរបស់ Butler et al. (1972) និង Timler (1984) ហើយវិធីដែលស្ទើរតែដូចគ្នាដែលបង្កើតឡើងសម្រាប់ eccentric bolted connections ដោយ Crawford and Kulak (1971) ។

ជំនួសឱ្យការពិចារណាលើគ្រឿងភ្ជាប់មួយៗ យើងគិតទឹកបន្សារដែលជាប់ជាអង្កត់ទឹកបន្សារដាច់ៗ ដែលផ្គុំភ្ជាប់គ្នា ។ នៅពេលដាច់ បន្ទុកដែលអនុវត្តមកលើតំណត្រូវបានទប់ដោយកម្លាំងនៅក្នុងធាតុនីមួយៗ ជាមួយនឹងកម្លាំងដែលធ្វើអំពើកែងទៅនឹងកាំដែលបង្កើតឡើងពី instantaneous center of rotation ទៅទីប្រជុំទម្ងន់របស់អង្កត់ទឹកបន្សារ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.១៩ ។ គំនិតក្នុងការគណនានេះគឺស្រដៀងគ្នានឹងគំនិតដែលប្រើសម្រាប់គ្រឿងភ្ជាប់ ។ ប៉ុន្តែ ការកំណត់កំហូចទ្រង់ទ្រាយអតិបរមារបស់អង្កត់ទឹកបន្សារ និងការកំណត់កម្លាំងក្នុងនៃអង្កត់ទឹកបន្សារនីមួយៗនៅពេលដែលដាច់គឺពិបាក ។ ដើម្បីកំណត់ធាតុដែលមានគ្រោះថ្នាក់ គេត្រូវកំណត់ផលធៀប Δ_{max}/r សម្រាប់ធាតុនីមួយៗ, ដែល

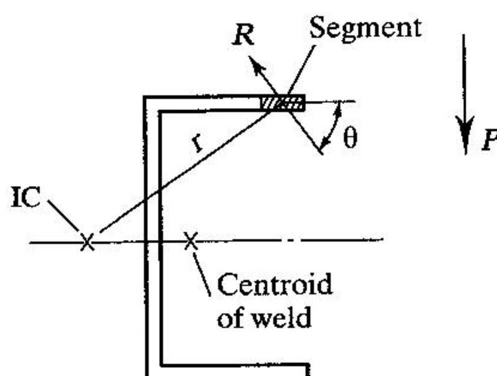
$$\Delta_{max} = 1.087 w(\theta + 6)^{-0.65} \le 0.17 w$$

$\theta =$ មុំរវាងកម្លាំងទប់ និងអ័ក្សរបស់អង្កត់ទឹកបន្សារ (មើលរូបទី ៨.១៩)

$w =$ ទំហំទឹកបន្សារ

$r =$ ចម្ងាយពី IC ទៅទីប្រជុំទម្ងន់របស់អង្កត់ទឹកបន្សារ

FIGURE 8.19



ធាតុដែលមានផលធៀបតូចជាងគេគឺជាធាតុដែលទៅដល់ ultimate capacity មុនគេ។ បន្ទាប់មកកំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់ធាតុដទៃទៀតត្រូវបានកំណត់ដោយ

$$\Delta = \frac{r}{r_{max}}\Delta_{max}$$

ដែល $r =$ កាំសម្រាប់ធាតុ

$$\frac{\Delta_{max}}{r_{max}} = \frac{\Delta}{r}$$ សម្រាប់ធាតុដែលគ្រោះថ្នាក់

គេអាចកំណត់កម្លាំងទប់សម្រាប់ធាតុនីមួយៗពី

$$R = 0.60 F_{EXX}\left(1.0 + 0.50\sin^{1.5}\theta\right)\left[p(1.9 - 0.9p)\right]^{0.3}$$

ដែល F_{EXX} = weld electrode tensil strength

$$p = \frac{\Delta}{\Delta_{max}}$$

(មិនដូចករណីតំណដោយប៊ូឡុងដែល R ជាអនុគមន៍ទៅនឹង θ)។ ការគណនាពីមុនគឺឈរលើការសន្មត់ទីតាំងរបស់ instantaneous center of rotation។ ប្រសិនបើវាជាទីតាំងពិតប្រាកដ សមីការលំនឹងនឹងត្រូវបានបំពេញ។ ការគណនាបន្តទៀតគឺស្រដៀងគ្នានឹងតំណដោយប៊ូឡុង។

1. គណនា load capacity ពីសមីការ

$$\sum M_{IC} = 0$$

ដែល IC ជា instantaneous center ។

2. ប្រសិនបើសមីការលំនឹងកម្លាំងពីរត្រូវបានបំពេញ នោះទីតាំង instantaneous center ដែលបានសន្មត់ និងបន្ទុកដែលបានរកនៅក្នុងជំហានមួយពិតជាត្រឹមត្រូវ តែបើមិនដូច្នោះទេ គេត្រូវសន្មត់ទីតាំងថ្មី ហើយធ្វើការគណនាសារឡើងវិញ។

វាបង្ហាញយ៉ាងច្បាស់នូវបាពចាំបាច់ក្នុងការប្រើប្រាស់កម្មវិធីកុំព្យូទ័រ។ ដំណោះស្រាយដោយកុំព្យូទ័រសម្រាប់ទម្រង់ធម្មតាជាច្រើនសម្រាប់ eccentric welded shear connection ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុងតារាងដែលមាននៅក្នុង Part 8 of the Manual ។ Table 8-38 រហូតដល់ 8-45 ឱ្យលទ្ធភាពបន្ទុកមេគុណ (factored load capacity) សម្រាប់ការបន្សំអង្កត់ទឹកបន្សារតាមទិសដេក និងទិសបញ្ឈរធម្មតាជាច្រើនដោយឈរលើ ultimate strength analysis ។ តារាងទាំងនេះអាចត្រូវបានប្រើសម្រាប់ការគណនា ឬការវិភាគ នឹងរៀបរាប់នូវស្ថានភាពជាច្រើនដែលវិស្វករអាចនឹងជួបប្រទះ។ សម្រាប់តំណទាំងឡាយណាដែលមិនបានរៀបរាប់នៅក្នុងតារាងគេអាចប្រើ elastic methoid ។

ឧទាហរណ៍ ៨.៦: កំណត់ទំហំទឹកបន្សារដែលចាំបាច់សម្រាប់ការតភ្ជាប់នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៨.៥ ដោយឈរលើការពិចារណា ultimate strength ។ ចូរប្រើតារាងសម្រាប់ eccentrically load weld group ដែលឱ្យនៅក្នុង Part 8 of the Manual ។

ដំណោះស្រាយ: ទឹកបន្សាររបស់ឧទាហរណ៍ ៨.៥ ជាប្រភេទដូចគ្នាទៅនឹងរូបដែលបង្ហាញនៅក្នុង Tabl;e 8-42 (angle = 0^o), ហើយការដាក់បន្ទុកក៏ដូចគ្នា។ គេត្រូវការតម្លៃថេរខាងក្រោមសម្រាប់បញ្ចូលទៅក្នុងតារាង:

$$a = \frac{al}{l} = \frac{e}{l} = \frac{15.7}{12} = 1.3$$

$$k = \frac{kl}{l} = \frac{8}{12} = 0.67$$

ដោយធ្វើ interpolation នៅក្នុង Table 8-42 សម្រាប់ $a = 1.3$

$C = 1.14$ សម្រាប់ $k = 0.6$ ហើយ $C = 1.30$ សម្រាប់ $k = 0.7$

នោះសម្រាប់ $k = 0.67$ យើងទទួលបាន $C = 1.25$

សម្រាប់ electrode $E70XX$, $C_1 = 1.0$

តម្លៃ D ដែលចាំបាច់គឺ

$$D = \frac{P_u}{CC_1 l} = \frac{60}{1.25(1.0)(12)} = 4.0$$

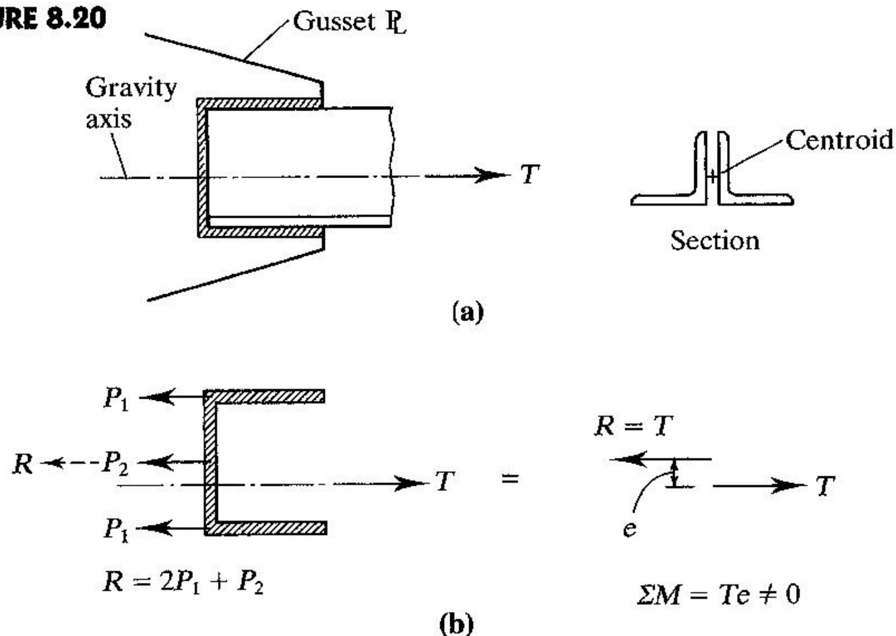
ដូចនេះទំហំទឹកបន្សារដែលចាំបាច់គឺ

$$\frac{1}{16}(4.0) = 0.25$$ (ទំហំទឹកបន្សារដែលត្រូវការនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៨.៥ គឺ 0.455

ចម្លើយ: ប្រើ electrode $E70$, fillet weld $1/4in.$

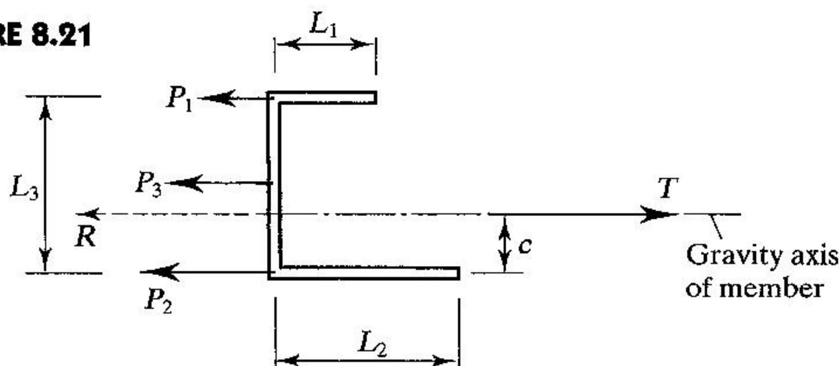
ការផ្តល់ឱ្យជាពិសេសសម្រាប់អង្គត់រងបន្ទុកតាមអ័ក្ស Special Provision for Axially Loaded Members

នៅពេលដែលអង្គត់គ្រឿងបង្គុំរងបន្ទុកតាមអ័ក្ស កុងត្រាំងត្រូវបានពង្រាយស្មើនៅលើមុខកាត់ ហើយកម្លាំងផ្ទុបត្រូវបានពិចារណាថាធ្វើអំពើតាមអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់ ដែលវាជាអ័ក្សវែងកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់ ។ សម្រាប់អង្គត់ដែលរងបន្ទុកចំផ្ចិតនៅខាងចុងរបស់វា កម្លាំងទប់ផ្ទុបដែលផ្តល់ឱ្យដោយតំណក៏ត្រូវធ្វើអំពើតាមអ័ក្សនេះដែរ ។ ប្រសិនបើអង្គត់នេះមានមុខកាត់ស៊ីមេទ្រី លទ្ធផលអាចត្រូវបានសំរេចដោយការផ្សារ ឬភ្ជាប់ប៊ូឡុងដោយស៊ីមេទ្រី ។ ប្រសិនបើអង្គត់មានមុខកាត់មិនស៊ីមេទ្រី ដូចជាមុខកាត់ដែកកែងឌុប (double-angle section) នៅក្នុងរូបទី ៨.២០ ការផ្សារ ឬការភ្ជាប់ប៊ូឡុងដោយស៊ីមេទ្រីធ្វើឱ្យតំណនោះជាតំណរងបន្ទុកចាកផ្ចិត ជាមួយនឹង couple *Te* ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២០ b ។



AISC J1.8 អនុញ្ញាតឱ្យចោលចំណាកផ្ចិតនេះសម្រាប់អង្គត់រងកម្លាំងស្តាទិច ។ នៅពេលដែលអង្គត់រង fatigue ដែលបណ្តាលមកពីភាពច្រំដដែលនៃការដាក់បន្ទុក ឬភាពមានអត់របស់កុងត្រាំង ចំណាកផ្ចិតត្រូវតែយកមកពិចារណា ឬក៏មិនយកមកពិចារណាដោយសារការតភ្ជាប់ដោយការផ្សារ ឬដោយប៊ូឡុងដែលមានលក្ខណៈសមស្រប ។ (ជាការពិត ទោះបីដំណោះស្រាយអាចត្រូវបានគេប្រើសម្រាប់តែអង្គត់ដែលរងតែកម្លាំងស្តាទិចក៏ដោយ) ។ គេអាចកំណត់ការភ្ជាប់នេះដោយអនុវត្តសមីការលំនឹងកម្លាំង និងម៉ូម៉ង់ ។ សម្រាប់តំណដែលផ្សារដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២១ សមីការដំបូងអាចត្រូវបានទទួលដោយផលបូកម៉ូម៉ង់ធៀបទីកបន្ទារតាមទិសដេកខាងក្រោម:

$$\sum M_{L_2} = Tc - P_3 \frac{L_3}{2} - P_1 L_3 = 0$$



គេដោះស្រាយសមីការនេះដើម្បីរក P_1 ដែលជាកម្លាំងទប់ចាំបាច់នៅក្នុងទឹកបន្សារតាមទិសដេកខាងលើ ។ បន្ទាប់មកគេអាចជំនួសតម្លៃនេះទៅក្នុងសមីការលំនឹងកម្លាំងខាងក្រោម:

$$\sum F = T - P_1 - P_2 - P_3 = 0$$

គេអាចដោះស្រាយសមីការនេះដើម្បីរកតម្លៃ P_2 ដែលជាកម្លាំងទប់ចាំបាច់នៅក្នុងទឹកបន្សារតាមទិសដេកខាងក្រោម ។ សម្រាប់គ្រប់ទំហំរបស់ទឹកបន្សារ គេអាចដោះស្រាយរកប្រវែង L_1 និង L_2 ។ ដំណើរការដោះស្រាយត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៨.៧ ដែលគេស្គាល់ជា balancing the weld ។

ឧទាហរណ៍ ៨.៧: អង្កត់រងការទាញដែលផ្សំឡើងដោយ double-angle section, $2L5\times3\times1/2$ ដែលគេដាក់ជើងវែងរបស់វាទល់ខ្នងគ្នា ។ ដែកកែងត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹង gusset plate កម្រាស់ $3/8in.$ ។ ដែកទាំងអស់ជា $A36$ ។ គណនាតំណដោយការផ្សារ ដោយធ្វើការកាត់បន្ថយចំណាកផ្ចិតដើម្បីទប់នឹង tensil capacity ពេញរបស់អង្កត់ ។

ដំណោះស្រាយ: Load capacity របស់អង្កត់ដោយឈរលើ gross section គឺ

$$\phi_t P_n = 0.90 F_y A_g = 0.90(36)(7.5) = 243.0kips$$

Load capacity ដែលឈរលើ net seaction ត្រូវការតម្លៃរបស់ U ។

គេមិនស្គាល់ប្រវែងទឹកបន្សារ ដូចនេះគេមិនអាចគណនា U ពី AISC Equation B3-2 បានទេ ។ ដោយប្រើតម្លៃមធ្យម 0.85 គេទទួលបាន:

$$A_e = UA_g = 085(7.5) = 6.375in.^2$$

$\phi_t P_n = 0.75 F_u A_e = 0.75(58)(6.375) = 277.3 kips > 243.0 kips$

Yeilding របស់ gross section ជាស្ថានភាពកំណត់ដែលយកមកសិក្សា ដូចនេះ $\phi_t P_n = 243.0 kips$ ។

សម្រាប់ដែកកែងមួយ បន្ទុកដែលត្រូវទប់គឺ

$\frac{243.0}{2} = 121.5 kips$

Electrode ដែលត្រូវគ្នានឹងដែក $A36$ គឺ $E70XX$, ហើយ

ទំហំទឹកបន្ទារអប្បបរមា$= \frac{3}{16} in.$ (AISC Table J2.4)

ទំហំអតិបរមា$= \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} in.$ (AISC J2.2b)

សាកល្បង electrode $E70$ fillet weld $5/16 in.$:

លទ្ធភាពនៅក្នុងប្រវែង $1 in. = 0.707 w(\phi F_W)$

$= 0.707\left(\frac{5}{16}\right)(31.5)$

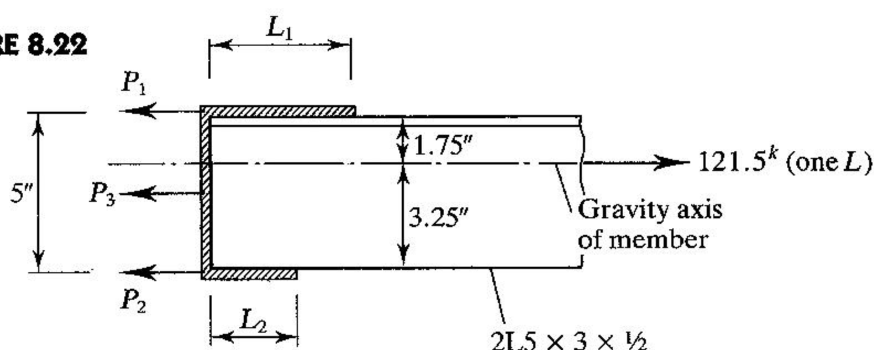
$= 6.960 kips/in.$

លទ្ធភាពរបស់ base metal រងកម្លាំងកាត់ $= t(\phi F_{BM}) = t(0.54 F_y)$

$= \left(\frac{3}{8}\right)(0.54)(36)$

$= 7.29 kips/in.$

ដោយរេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្ទារតូចជាងគេ ដូចនេះប្រើរេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្ទារ $6.960 kips/in.$ ។



យោងតាមរូបទី ៨.២២ ។ លទ្ធភាពរបស់ទឹកបន្ទារនៅខាងចុងរបស់ដែកកែងគឺ

$P_3 = 6.960(5) = 34.80 kips$

$\sum M_{L_2} = 121.5(3.25) - 34.80\left(\frac{5}{2}\right) - P_1(5) = 0$

$P_1 = 61.58 kips$

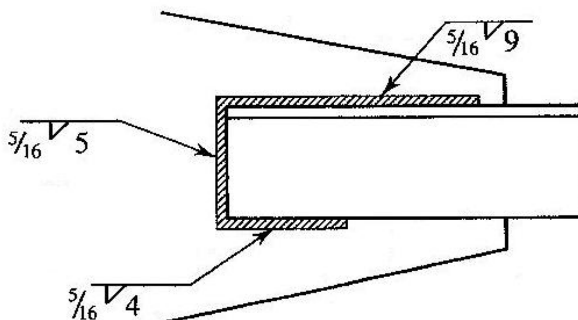
$\sum F = 121.5 - 61.58 - 34.80 - P_2 = 0$, $P_2 = 25.12 kips$

$L_1 = \frac{P_1}{6.960} = \frac{61.58}{6.960} = 8.85 in.$ យក $9 in.$

$L_2 = \frac{25.12}{6.960} = 3.61 in.$ យក $4 in.$

ចម្លើយ: ប្រើការផ្សារដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២៣

FIGURE 8.23



៨.៩. តំណចំណាកផ្ចិតដោយផ្សារ: កម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញ

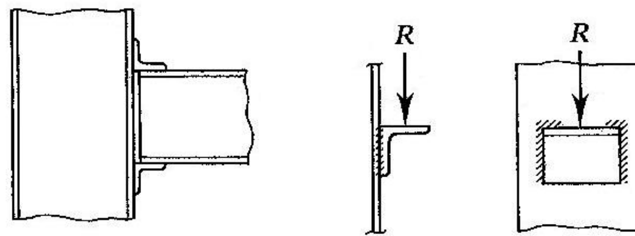
Eccentric Welded Connections: Shear and Tension

តំណចំណាកផ្ចិតជាច្រើន ជាពិសេសការតភ្ជាប់ beam-to-column ទឹកបន្សាររងកម្លាំងទាញ និងកម្លាំងកាត់ ។ តំណបែបនេះពីរប្រភេទត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២៤ ។

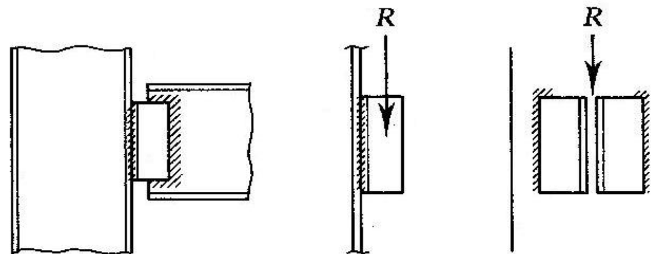
Seated beam connection ផ្សំឡើងដោយដែកកែងដែលមានប្រវែងខ្លីត្រូវបានប្រើជាធ្នើរ (shelf) ដើម្បីទ្រធ្នឹម ។ ទឹកបន្សារដែលភ្ជាប់ដែកកែងនេះទៅសសរត្រូវទប់នឹងម៉ូម៉ង់ដែលកើតឡើងដោយប្រតិកម្មចាកផ្ចិត ក៏ដូចជា direct shear ដែលបានពីប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹម ។ ដែកកែងដែលភ្ជាប់នៅខាងលើរបស់ស្លាបធ្នឹមផ្តល់នូវ torsional stability ទៅឱ្យធ្នឹម តែវាមិនបានជួយទ្រប្រតិកម្មទេ ។ គេអាចភ្ជាប់វាទៅនឹងទ្រនុងរបស់ធ្នឹមជំនួសឱ្យការភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបរបស់ធ្នឹមបាន ។ beam-to-angle connection អាចត្រូវបានធ្វើឡើងដោយការផ្សារ ឬប៊ូឡុង ហើយវាមិនទ្រនូវបន្ទុកគណនាណាទេ ។

Framed beam connection (មានលក្ខណ:ធម្មតាជាងគេ) ដែលមានដែកកែងបញ្ឈរផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងសសរ ហើយរងនូវប្រភេទបន្ទុកដូចករណី seated beam connection ។ ផ្នែករបស់ការតភ្ជាប់ beam-to-angle ក៏ជាប្រភេទចាកផ្ចិត ប៉ុន្តែបន្ទុកនៅក្នុងប្លង់នៃកម្លាំងកាត់ទទឹង ដូចនេះវាមិនមានកម្លាំងទាញទេ ។ ទាំង seated connection និង framed connection អាចត្រូវបានភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុង ។

FIGURE 8.24



(a) Seated Beam Connection



(b) Framed Beam Connection

នៅក្នុងប្រភេទទីមួយៗដែលបានរៀបរាប់ខាងលើ ទឹកបន្សារបញ្ឈរនៅលើស្លាបសសររងបន្ទុកដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២៥ ។ ដូចគ្នាជាមួយនឹងតំណដោយប៊ូឡុងនៅក្នុងរូបទី ៨.៣ បន្ទុកចាកផ្ចិត P និង couple $M = Pe$ ។ កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់គឺ

$$f_v = \frac{P}{A}$$

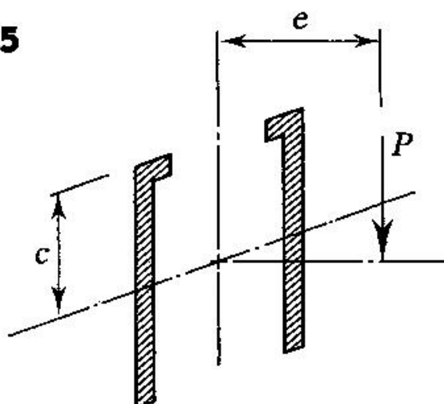
ដែល A ជាក្រឡាផ្ទៃ throat សរុបរបស់ទឹកបន្សារ ។ គេអាចគណនាកុងត្រាំងកម្លាំងទាញអតិបរមាពី flexure formula

$$f_t = \frac{Mc}{I}$$

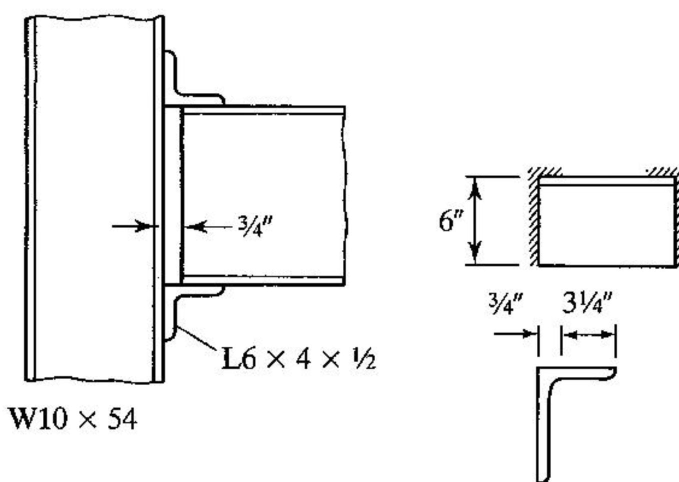
ដែល I ជាម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃដែលផ្សំឡើងដោយក្រឡាផ្ទៃ throat សរុបរបស់ទឹកបន្សារ និង c ជាចម្ងាយពីអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់ទៅចំណុចឆ្ងាយបំផុតរបស់ជ្រុងដែលរងការទាញ ។ គេអាចរកកុងត្រាំងកម្លាំងផ្គួបអតិបរមាដោយធ្វើផលបូកវិចទ័រកុំប៉ូសង់ទាំងពីរនេះ នោះគេបាន

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_t^2}$$

សម្រាប់ខ្នាត $kips$ និង $in.$, កុងត្រាំងនេះនឹងត្រូវបានគិតជា $kips/in^2$ ។ ប្រសិនបើក្នុងការគណនានេះ គេប្រើទំហំ throat ឯកត្តា នោះគេអាចសំដែងតម្លៃនោះជា $kips/in.$ ។ ប្រសិនបើ f_r ត្រូវបានកំណត់ពីបន្ទុកមេគុណ គេអាចប្រៀបធៀបវាជាមួយនឹង design strength របស់ទឹកបន្សារនៃប្រវែងឯកត្តា ។ ទោះបីជាវិធីគណនាត្រូវបានសន្មត់ធ្វើការជាលក្ខណៈអេឡាស្ទិចក៏ដោយ ក៏វាមានលក្ខណៈសុវត្ថិភាពជាមួយនឹង LRFD context ដែរ ។



ឧទាហរណ៍ ៨.៨: គេប្រើ $L6\times 4\times 1/2$ នៅក្នុង seated beam connection ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២៦ ។ វាត្រូវទ្រទ្រង់បន្ទុកមេគុណប្រតិកម្ម $22kips$ ។ ដែកទាំងអស់ជា $A36$ ហើយគេប្រើ electrode $E70XX$ ។ តើគេត្រូវការទំហំទឹកបន្សារ fillet weld ប៉ុន្មានសម្រាប់តភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបសសរ?



ដំណោះស្រាយ: ដូចក្នុងឧទាហរណ៍គណនាពីមុន, គេប្រើទំហំ throat ឯកត្តាសម្រាប់គណនា ។ ទោះបីជាការផ្សារនេះត្រូវការ end return ក៏ដោយ ដើម្បីសម្រួលក្នុងការគណនា គេនឹងចោលវាសម្រាប់ការគណនាខាងក្រោម ។ នៅគ្រប់ករណី គេអាចប៉ាន់ស្មានប្រវែងរបស់វានៅត្រង់ចំណុចនេះ ដោយសារគេមិនទាន់បានកំណត់ទំហំទឹកបន្សារ ។

ដោយសារមានគំលាតពីសសរ $3/4in.$ ធ្នឹមត្រូវបានទ្រដោយ $3.25in.$ លើប្រវែង $4in.$ នៃជើងរបស់ដែកកែង ។ ប្រសិនបើគេសន្មត់ឱ្យកម្លាំងប្រតិកម្មធ្វើអំពើត្រង់ចំណុចកណ្តាលរបស់ប្រវែងដែលប៉ះ នោះចំណាកផ្ចិតធៀបនឹងទឹកបន្សារគឺ

$$e = 0.75 + \frac{3.25}{2} = 2.375in.$$

ហើយម៉ូម៉ង់គឺ

$$M = Pe = 22(2.375) = 52.25 in. - kips$$

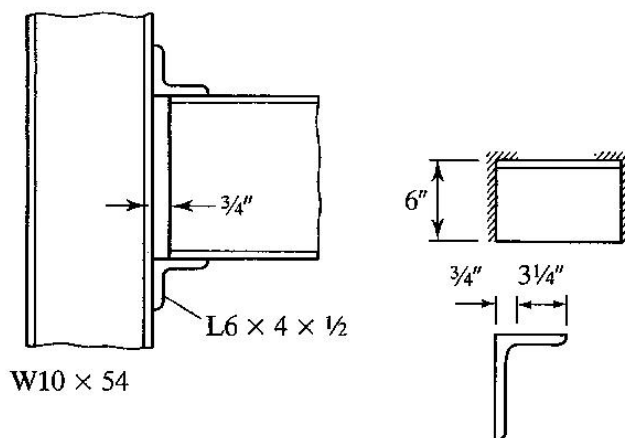


FIGURE 8.26

សម្រាប់រូបរាងនៃការផ្សារដែលសន្មត់នៅក្នុងរូបទី ៨.២៧

$$I = \frac{2(1)(6)^3}{12} = 36 in.^4 , \qquad c = \frac{6}{2} = 3 in.$$

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{52.25(3)}{36} = 4.354 kips/in.$$

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{22}{2(1)(6)} = 1.833 kips/in.$$

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + f_v^2} = \sqrt{(4.354)^2 + (1.833)^2} = 4.724 kips/in.$$

គេអាចរកទំហំទឹកបន្សារដែលចាំបាច់ w ដោយឱ្យ f_r ស្មើទៅនឹងលទ្ធភាពទឹកបន្សារក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែង

$$f_r = 0.707 w(\phi F_W)$$

$$4.724 = 0.707 w(31.5), \qquad w = 0.212 in.$$

ពី AISC Table J2.4,

ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមា $= \frac{1}{4} in.$ (ដោយឈរលើទំហំស្លាបរបស់សសរ $5/8 in.$

ពី AISC J2.2b,

ទំហំអតិបរមា $= \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} in.$

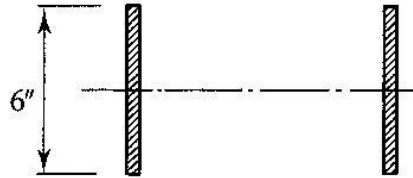
ត្រួតពិនិត្យលទ្ធភាពកម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់ base metal:

Applied direct shear $= f_v = 1.833 kips/in.$

Shear capacity of angle leg $= t(\phi F_{BM}) = t(0.54 F_y) = \frac{1}{2}(0.54)(36)$

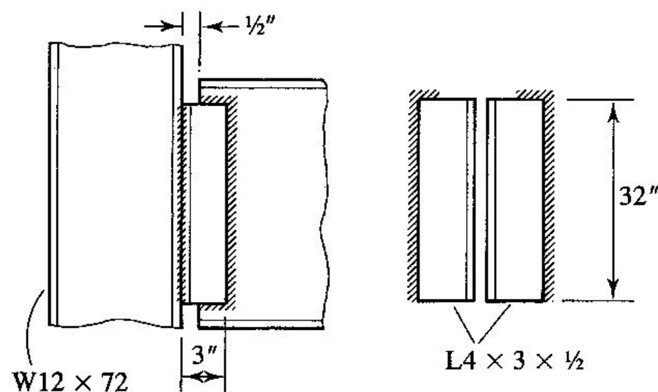
$= 9.72 kips/in. > 1.833 kips/in.$ (OK)

ចម្លើយ: ប្រើ electrode $E70XX$, fillet weld $1/4 in.$ ។



យើងចោលនូវ end returns នៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៨.៨ ប៉ុន្តែគេអាចបញ្ចូលវាដោយការធ្វើការគណនាលើកទីពីរជាមួយនឹង end return ដែលមានប្រវែងពីរដងទំហំទឹកបន្សារដែលបានរកឃើញនៅក្នុងការគណនាលើកទីមួយ ។ (ជំហានបណ្តែមនេះមិនត្រូវបានអនុវត្តនៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះទេដោយសារទំហំទឹកបន្សារអប្ប-បរមាគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ការគណនា) ។ End return ត្រូវបានយកមកនិយាយនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៨.៩ ។

ឧទាហរណ៍ ៨.៩: រូបទី ៨.២៨ បង្ហាញពី framed beam connection ដោយផ្សារ ។ ដែក framing angle ជា $L4 \times 3 \times 1/2$ ហើយសសរជា $W12 \times 72$ ។ ដែកទាំងអស់ជាប្រភេទ $A36$ ហើយគេប្រើ electrode $E70XX$ ដើម្បីបង្កើត fillet weld $3/8 in.$ ។ កំណត់កម្លាំងប្រតិកម្មមេគុណរបស់ធ្នឹមដែលកំណត់ដោយទឹកបន្សារនៅលើស្លាបសសរ ។



ដំណោះស្រាយ: គេសន្មត់កម្លាំងប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹមធ្វើអំពើកាត់តាមទីប្រជុំទម្ងន់របស់ទឹកបន្សារនៃ framing angle ។ ដូចនេះ ចំណាកផ្ចិតរបស់កម្លាំងធៀបនឹងទឹកបន្សារនៅត្រង់ស្លាបសសរជាចម្ងាយពីទីប្រជុំទម្ងន់ទៅស្លាបសសរ ។ សម្រាប់ទំហំ throat មួយឯកត្តា និងទឹកបន្សារដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.២៩ a

$$\bar{x} = \frac{2(2.5)(1.25)}{32 + 2(2.5)} = 0.1689 in. \quad \text{និង} \quad e = 3 - 0.1689 = 2.831 in.$$

ម៉ូម៉ង់នៅលើទឹកបន្សារដែលនៅលើស្លាបសសរគឺ

$$M = Re = R2.831 in. - kips$$

ដែល R ជាប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹមគិតជា $kips$

ពីទំហំដែលឱ្យនៅក្នុងរូបទី ៨.២៩ b, លក្ខណៈរបស់ទឹកបន្សារនៅលើស្លាបសសរ

$$\bar{y} = \frac{32(16)}{32 + 0.75} = 15.63 in.$$

$$I = \frac{1(32)^3}{12} + 32(16 - 15.63)^2 + 0.75(15.63)^2 = 2918 in.^4$$

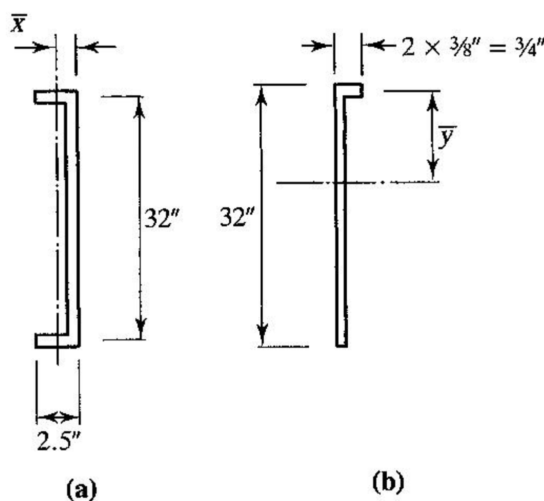
សម្រាប់ទឹកបន្សារទាំងពីរ

$$I = 2(2918) = 5836 in.^4$$

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{2.831R(15.63)}{5836} = 0.007582 R kips / in.$$

$$f_v = \frac{R}{A} = \frac{R}{2(32 + 0.75)} = 0.01527 R kips / in.$$

$$f_r = \sqrt{(0.007582R)^2 + (0.01527R)^2} = 0.01705 R kips / in.$$



យក $0.01705R = 0.707w(\phi F_W)$ យកគណនារកតម្លៃ R

$$0.0175R = 0.707\left(\frac{3}{8}\right)(31.5), \quad R = 489.8 kips$$

ត្រួតពិនិត្យលទ្ធភាពកម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់ base metal (កម្រាស់របស់ដែកកែងលុប)

$$t(\phi F_{BM}) = t(0.54F_y) = 0.5(0.54)(36) = 9.72 kips / in.$$

Direct shear ត្រូវបានទប់គឺ

$$\frac{489.8}{2(32.75)} = 7.48kips/in. < 9.72kips/in. \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: កម្លាំងប្រតិកម្មធ្នឹមមេគុណអតិបរមា $= 490kips$

៨.៦. តំណទប់ម៉ូម៉ង់ (Moment-Resisting Connection)

នៅគ្រប់ beam-to-column connection និង beam-to-beam connection ទាំងអស់ វាតែងមានការទប់ម៉ូម៉ង់ខ្លះ ទោះបីជាការគណនាតំណនោះជាតំណសាមញ្ញ ឬក៏តំណដែលគ្មានម៉ូម៉ង់ក៏ដោយ ។ម្យ៉ាងវិញទៀត គេពិបាកក្នុងការធ្វើឱ្យមាន perfectly frictionless pin or hinge ហើយតំណជាច្រើនដែលត្រូវបានគណនាជាតំណដែលដាច់ដោយគ្មានម៉ូម៉ង់ ។ ដូចគ្នា គេក៏ពិបាកក្នុងការធ្វើឱ្យមាន perfectly rigid joint ដែលអាចមានលទ្ធភាពផ្ទេរ moment capacity របស់អង្គត់មួយទៅអង្គត់មួយទៀតដែរ ។ ដូចនេះ ទោះបីជា framed និង seated beam connections ដែលបង្ហាញក្នុងរូបទី ៨.២៨ ក៏អាចជាតំណរឹងខ្លះ ដែលវាអាចបញ្ជូនម៉ូម៉ង់តិចតួច ប្រសិនបើ connecting angle មាន flexible គ្រប់គ្រាន់ ។ ដូចដែលបានកត់ចំណាំពីខាងលើ បន្ទុកចាកផ្ចិតធៀបទៅនឹងប៊ូឡុង ឬទីកបន្សារគឺតូចណាស់ ហើយដែលជាទូទៅត្រូវបានចោល ។

AISC Specification កំណត់ការតភ្ជាប់នេះជាពីរប្រភេទ នៅក្នុង Section A2.2, “Types of Comstruction.”

Type FR – Fully Restrained (Rigid, or Continuous, Framing). គ្រឿងបង្គុំដែលមាន moment-resistingg joint អាចផ្ទេរម៉ូម៉ង់ដែលអង្គត់អាចទប់បាន ដោយមិនធ្វើឱ្យអង្គត់នោះមានមុំរង្វិលនៅត្រង់តំណនោះ ។ ប្រសិនបើគ្រោងត្រូវបានគណនាជា rigid frame ដូចនេះតំណត្រូវបានគណនាជា moment connection ។

Type PR – Partially Restrained (semirigid Framing) ។ គ្រោងប្រភេទនេះជា គ្រោងដែលត្រូវបានគណនាដោយឈរលើការស្គាល់បរិមាណទប់ (restraint) ចន្លោះរវាងតំណសាមញ្ញ និងតំណរឹង ។ ជាទូទៅ moment restraint ស្ថិតនៅចន្លោះ 20% ទៅ 90% របស់ member moment capacity ។ បញ្ហាចំបងរបស់គ្រោងដែលមានតំណប្រភេទនេះគឺទាមទារនូវការវិភាគគ្រោងដ៏សាំញ៉ាំដោយសារវត្តមានរបស់ partial joint restraint ។ តម្រូវការចាំបាច់ សម្រាប់តំណប្រភេទនេះគឺខ្សែកោង ម៉ូម៉ង់-មុំរង្វិល ។

ប្រសិនបើគេចោល partial restraint គេអាចចាត់ទុកធ្នឹមជាធ្នឹមទម្រសាមញ្ញដែលមិនមាន moment restraint នៅត្រង់តំណ ។ Framed and seated beam connections ស្ថិតនៅក្នុងប្រភេទនេះ ។ ជាទូទៅតំណដែលផ្ទេរ member capacity តិចជាង 20% ត្រូវបានចាត់ទុកជាតំណសាមញ្ញ ។

ទម្រធ្នឹមដែលត្រូវបានគណនានៅ ក្នុងករណីនេះ ពេលខ្លះត្រូវបានគេហៅថា shear connection ដែលមានតែកម្លាំងប្រតិកម្ម ឬកម្លាំងកាត់នៅខាង ចុងដែលត្រូវបានបញ្ជូន ។

គ្រោងដែលមាន shear connection ត្រូវបានពង្រឹងនៅក្នុងប្លង់របស់គ្រោងដោយសារវាគ្មាន "frame action"ដើម្បីធ្វើឱ្យមាន lateral stability ។ ចម្រឹង (bracing) ទាំងនេះមានច្រើនទម្រង់ អាចជា diagonal bracing members, shear wall, or lateral support ពីគ្រោងដែលនៅជាប់ ។ ម៉ូម៉ង់ដែលកើតពីបន្ទុកខាង (ជាទូទៅគឺ ខ្យល់ និងរញ្ជួយដី) ត្រូវបានយកមកគិតក្នុងការគណនាសម្រាប់ការជ្រើសរើស beam-to-column connections ។ សម្រាប់វិធីនេះ គេសន្មត់តំណឱ្យធ្វើការជាតំណសាមញ្ញដើម្បីទប់ទល់នឹងបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរ (បន្ទុកទំនាញ gravity load) និងជា moment connection ជាមួយនឹងលទ្ធភាពដែលមានកំណត់ក្នុងការទប់ទល់ម៉ូម៉ង់ខ្យល់ ។ ប្រសិនបើគេគណនាធ្នឹមជាប្រភេទទម្រសាមញ្ញ ម៉ូម៉ង់បន្ទុកទំនាញអតិបរមាអាច over-estimated ហើយធ្នឹមអាច overdesigned ។ ប៉ុន្តែក្នុងករណីជាច្រើន ម៉ូម៉ង់ខ្យល់អាចមានតម្លៃតូច ។ ប្រសិនបើគេប្រើតំណសាមញ្ញ Specification ទាមទារឱ្យគោរពនូវលក្ខខណ្ឌខាងក្រោម:

1. ទោះបីជាធ្នឹម (រត) មិនត្រូវបានទ្រដោយទម្រសាមញ្ញក៏ដោយ ក៏វាត្រូវតែទ្របន្ទុកទំនាញតាមតែវាអាចធ្វើបាន ។
2. តំណ និងអង្គត់ដែលត្រូវបានភ្ជាប់ (ធ្នឹម និងសសរ) ត្រូវមានលទ្ធភាពអាចទប់ម៉ូម៉ង់ខ្យល់បាន ។
3. តំណត្រូវមាន inelastic rotational capacity គ្រប់គ្រាន់ដែលគ្រឿងភ្ជាប់ ឬទីកបន្សារនឹងមិនត្រូវបាន overload ក្រោមបន្សំនៃបន្ទុកទំនាញ និងបន្ទុកខ្យល់ ។

នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងពិចារណាតែតំណពីរប្រភេទគឺ: តំណសាមញ្ញ (simple connection) ដែលគណនាសម្រាប់បន្ទុកទំនាញ (ជាមួយនឹង lateral frame stability ដែលផ្តល់ឱ្យដោយ positive bracing system) និងតំណរឹង (rigid connection) ដែលគណនាសម្រាប់ moment capacity របស់ធ្នឹមធំជាង 90% ។ យើងបានពិចារណា simple connection នៅក្នុង framed និង seated beam connections រួចហើយ ដូចនេះយើងនឹងត្រូវការយកចិត្តទុកដាក់ទៅលើ rigid connectionsវិញម្តង ។

ឧទាហរណ៍ធម្មតាជាច្រើនដែលប្រើ moment connection ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣០ ។ ជាទូទៅ ការផ្ទេរម៉ូម៉ង់ភាគច្រើនត្រូវបានបញ្ជូនតាមស្លាបធ្នឹម ហើយ moment capacity ក៏ត្រូវបានឡើង ។ តំណនៅក្នុងរូបទី ៨.៣០ a បង្ហាញពីគំនិតនេះ ។ ដែកបន្ទះដែលភ្ជាប់ទ្រនុងធ្នឹមទៅសសរគឺត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងសសរនៅរោងជាង និងត្រូវបានចាប់ប៊ូឡុងទៅនឹងធ្នឹមនៅការដ្ឋាន ។ ជាមួយនឹងការរៀបចំបែបនេះ ធ្នឹមត្រូវបានអាចដាក់នៅលើទីតាំងយ៉ាងស្រួលដោយឱ្យស្លាបអាចត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងសសរនៅការដ្ឋាន ។ Plate connection ត្រូវបានគណនាដើម្បីទប់ទល់តែកម្លាំងកាត់ និងទទួលប្រតិកម្មរបស់ធ្នឹម ។ Complete penetra-

tion groove welds ភ្ជាប់ស្លាបធ្នឹមទៅសសរ និងអាចផ្ទេរម៉ូម៉ង់ស្មើនឹង moment capacity របស់ស្លាបធ្នឹម ។ វានឹងរួមគ្នាជាមួយ moment capacity របស់ធ្នឹមភាគច្រើន ប៉ុន្តែបរិមាណរបស់ការទប់ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យ ដោយ plate connection ។ (ដោយសារ strain harderning full plastic moment capacity របស់ធ្នឹមអាចត្រូវបានបង្កើតឡើងតាមរយៈស្លាប) ។ ការធ្វើការតភ្ជាប់ស្លាបទាមទារថាផ្នែកដ៏តូចរបស់ទ្រនុងធ្នឹមត្រូវបានដកចេញហើយ “backing bar” ត្រូវបានប្រើនៅលើ ស្លាបមួយដើម្បីអនុញ្ញាតឱ្យការផ្សារទាំងអស់ធ្វើឡើងពីលើ ។ នៅពេលដែលការផ្សារពីខាងលើត្រជាក់ វានឹងរួញជាទូទៅប្រហែល 1/8*in.* ។ បំលាស់ទីតាមទិសបណ្តោយដែលទទួលបានត្រូវបានយកមកគិតសម្រាប់ប្រើប្រាស់ slotted bolt hole និងដោយរឹតបណ្តឹងប៊ូឡុងក្រោយពេលទឹកបន្សារត្រូវបានត្រជាក់ ។ តំណប្រភេទនេះ ប្រើ column stiffenders ដែលមិនត្រូវការជាទូទៅទេ (មើលផ្នែក ៨.៧) ។

Moment connection របស់រូបទី ៨.៣0 a ក៏ត្រូវបានបង្ហាញ recommended connection design practice: គ្រប់ពេលទាំងអស់ ការផ្សារគួរតែត្រូវបានធ្វើនៅក្នុងរោងជាង ហើយការចាប់ប៊ូឡុងគួរធ្វើនៅការដ្ឋាន ។ ការផ្សារនៅរោងជាងមានតម្លៃថោកជាង និងងាយស្រួលក្នុងការត្រួតពិនិត្យ ។

សម្រាប់ beam-to-column moment connections អង្កត់ជាផ្នែករបស់ plane frame ហើយត្រូវបានដាក់ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣0 a ដែលទ្រនុងនៅក្នុងប្លង់របស់គ្រោងដែលការពត់របស់អង្កត់និមួយៗធៀបទៅនឹងអ័ក្សមេរបស់វា ។ នៅពេលដែលធ្នឹមត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹងទ្រនុងរបស់សសរជាជាងស្លាបរបស់សសរ (ជា-ឧទាហរណ៍ នៅក្នុងគ្រោងលំហរ) គេប្រើតំណដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣0 b ។ តំណនេះស្រដៀងគ្នាទៅនឹងអ្វីដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣0 a ប៉ុន្តែទាមទារនូវការប្រើ column stiffener ដើម្បីធ្វើការតភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបធ្នឹម ។

ទោះបីជាតំណដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣0 a ជាតំណសាមញ្ញក៏ដោយ ក៏ការតំឡើងរបស់ថាទាមទារនូវកម្រិតអត់ឱនតូចដែរ ។ ប្រសិនបើធ្នឹមតូចជាងការរំពឹងទុកចន្លោះរវាងសសរ និងស្លាបធ្នឹមអាចបង្កភាពលំបាកក្នុងការផ្សារ នៅពេលខ្លះគេប្រើ backing bar ។ Three-plate connection ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣0 c មិនមាន handicap ទេ ហើយវាមានអត្ថប្រយោជន៍បន្ថែមដែលត្រូវបានភ្ជាប់ដោយប៊ូឡុងយ៉ាងល្អនៅការដ្ឋាន ។ Flange plate និង web plate ត្រូវបានផ្សារនៅក្នុងរោងជាងទៅនឹងស្លាបសសរ និងចាប់ប៊ូឡុងទៅធ្នឹមត្រូវបានធ្វើនៅការដ្ឋាន ។ ដើម្បីផ្តល់ឱ្យសម្រាប់ការប្រែប្រួលនៅក្នុងកម្ពស់ធ្នឹម ចម្ងាយរវាង flange plates ត្រូវបានធ្វើឡើងធំជាងកម្ពស់ធម្មតារបស់ធ្នឹម ប៉ុន្តែប្រហែល 3/8*in.* ។ គំលាតនេះត្រូវបានបំពេញនៅស្លាបខាងលើក្នុងពេលដំឡើងជាមួយ shims, ដែល thin strip របស់ដែកដោយត្រូវបានប្រើសម្រាប់កែតម្រូវការភ្ជាប់នៅត្រង់តំណ ។ Shim អាចជាប្រភេទមួយក្នុងចំណោមពីរប្រភេទគឺ conventional shim និង finger shim ដែលអាចស៊ក

ក្រោយពេលប៊ូឡុងត្រូវបានភ្ជាប់ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣០ d ។ នៅក្នុងតំបន់ដែលមានតំបន់រញ្ជួយធំ តំណដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣០ a ត្រូវការការគណនាពិសេស (FEMA, 1995) ។

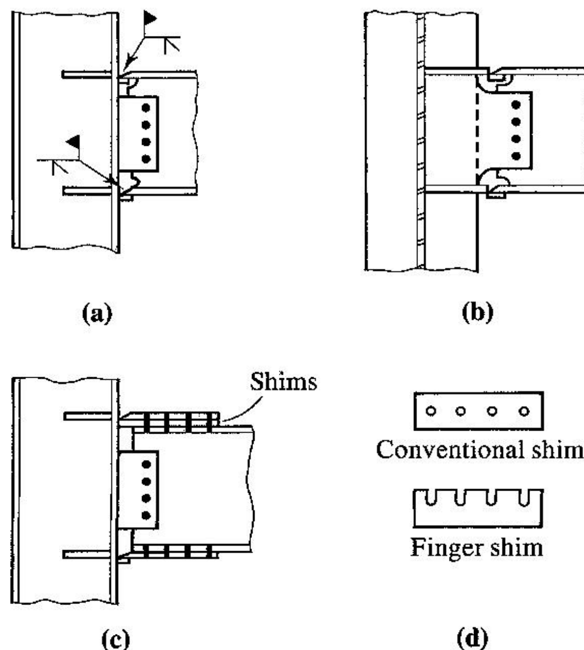


FIGURE 8.30

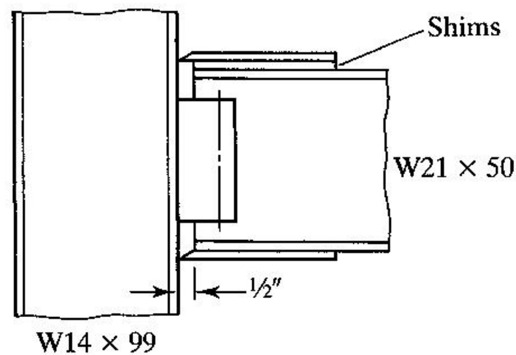
ឧទាហរណ៍ ៨.១០ បង្ហាញពីការគណនារបស់ three-plate moment connect ដោយរួមបញ្ចូលទាំងតម្រូវការសម្រាប់ការតភ្ជាប់អង្កត់ ដែលមានរៀបរាប់ដោយ AISC J5 ។

ឧទាហរណ៍ ៨.១០: គណនា three-plate moment connection របស់ប្រភេទដែលបានបង្ហាញរូបទី ៨.៣១ សម្រាប់ការតភ្ជាប់ធ្នឹម $W21\times50$ ទៅស្លាបរបស់សសរ $W14\times99$ ។ សន្មត់ធ្នឹម set-back $1/2in.$ ។ ការវិភាគគ្រោងបង្ហាញថាតំណត្រូវតែផ្ទេរម៉ូម៉ង់បន្ទុកមេគុណ $210\,ft.-kips$ និងកម្លាំងកាត់មេគុណ $33kips$ ។ គ្រប់បន្ទះដែកដែលផ្សារទៅនឹងសសរជាមួយនឹង electrode $E70XX$ និងការភ្ជាប់ប៊ូឡុងទៅធ្នឹមជាមួយនឹង bearing-type bolts $A325$ ។ ដែកទាំងអស់ជាប្រភេទដែក $A36$ ។

ដំណោះស្រាយ: សម្រាប់ web plate (ដោយចោលចំណាកផ្ចិត) សាកល្បងប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ។ សន្មត់ថាធ្មេញស្ថិតនៅក្នុងប្លង់កម្លាំងកាត់ ។ លទ្ធភាពកម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់ប៊ូឡុងគឺ

$$\phi F_v A_b = 0.75(48)(0.4418) = 15.90kips$$

$$\text{ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការ} = \frac{33}{15.90} = 2.08$$



សាកល្បងប៊ូឡុង 3 គ្រាប់ និងកំណត់កម្រាស់បន្ទះដែលទាមទារសម្រាប់ bearing ។ ប្រើគំលាត និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែមនៅក្នុងរូបទី ៨.៣២ a ហើយអង្កត់ផ្ចិតរន្ធគឺ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \frac{13}{16} in.$$

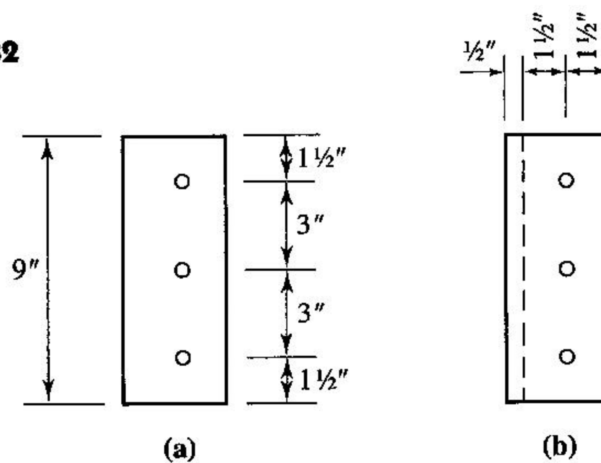
សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមបំផុត

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{13/16}{2} = 1.094 in.$$

$$2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$, bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75(1.2)(1.094)t(58) = 57.11 t kips/bolt$$



សម្រាប់ប្រហោងដទៃ

$$L_c = s - h = 3 - \frac{13}{16} = 2.188 in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)t(58) = 78.03t kips/bolt$

ដើម្បីរកកម្រាស់ដែលត្រូវការដាក់ total bearing strength ស្មើនឹង applied load:

$57.11t + 2(78.30t) = 33$ ឬ $t = 0.154in.$

សម្រាប់ទ្រនុងធ្នឹម (beam web) $t_w = 0.380in. > 0.154in.$

ដើម្បីកំណត់កម្រាស់បន្ទះដែកដែលត្រូវការសម្រាប់កម្លាំងកាត់ ចូរពិចារណាមុខកាត់បញ្ឈរកាត់តាមបន្ទះដែក ។ ពី AISC J5, “Connecting Elements,”

$\phi R_n = 0.90[0.60A_g F_y]$ (AISC Equation J5-3)

$33 = 0.90[0.60(9t)(36)]$

$t = 0.189in.$ (លុប)

ដូចនេះយក $t = 1/4in.$

សម្រាប់ការតភ្ជាប់ shear plate ទៅនឹងស្លាបសសរ ទំហំ fillet weld អប្បបរមាគឺ $1/4in.$ ។ (ដោយឈរលើផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដែលមានកម្រាស់ក្រាស់ជាង ទំហំ fillet weld អប្បបរមាគឺ $5/16in.$ ប៉ុន្តែវាមិនត្រូវការធំជាងកម្រាស់របស់ផ្នែកដែលត្រូវភ្ជាប់ដែលស្តើងជាងទេ) ។ នោះ

លទ្ធភាពក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែង$= 0.707w(\phi F_W) = 0.707\left(\frac{1}{4}\right)(31.5)$

$= 5.568kips/in.$

លទ្ធភាពកម្លាំងកាត់ទទឹងរបស់ base metal គឺ

$t\phi F_{BM} = t(0.54F_y) = \frac{1}{4}(0.54)(36) = 4.86kips/in.$ (លុប)

ដូចនេះប្រវែងដែលចាំបាច់របស់ fillet weld $1/4in.$ គឺ

$\frac{33}{4.86} = 6.79in.$

ការផ្សារជាប់គ្នានៅលើជ្រុងម្ខាងរបស់បន្ទះអាចគ្រប់គ្រាន់ ប៉ុន្តែជាទូទៅគេត្រូវផ្សារសងខាង ហើយត្រូវបានអនុវត្តនៅទីនេះ ។

ទទឹងអប្បបរមារបស់បន្ទះដែកអាចត្រូវបានកំណត់ពីការពិចារណាចម្ងាយទៅជ្រុងគែម ។ បន្ទុកដែលត្រូវបានទ្រ (ប្រតិកម្មធ្នឹម) គឺមានទិសបញ្ឈរ ដូចនេះចម្ងាយទៅជ្រុងគែមចាំបាច់គោរពតាមតម្រូវការរបស់ AISC Table J3.4 ។ ប្រសិនបើយើងសន្មត់ជ្រុងគែមជា sheared edge ចម្ងាយទៅជ្រុងគែមអប្បបរមាគឺ $1\frac{1}{4}in.$ ។

ជាមួយនឹង beam setback $1/2in.$ និងចម្ងាយទៅជ្រុងគែម $1\frac{1}{2}in.$ ដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣២ b ទទឹងរបស់បន្ទះដែកគឺ

$0.5 + 2(1.5) = 3.5in.$ យកបន្ទះដែកទំហំ $3\frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$

សម្រាប់ flange plates, រកកម្លាំងត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងស្លាបធ្នឹម និងបន្ទះដែក។ ពីរូបទី ៨.៣៣

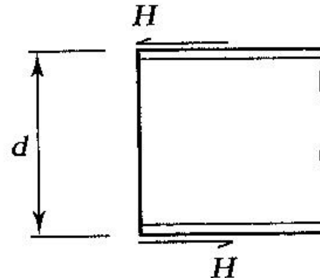


FIGURE 8.33

$M = Hd$ និង $H = \frac{M}{d} = \frac{210(12)}{20.83} = 121.0kips$

សាកល្បងប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ។ (ដោយសារប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត $3/4in.$ ត្រូវបានជ្រើសរើសសម្រាប់ shear connection ដូចនេះយើងសាកល្បងទំហំប៊ូឡុងដូចគ្នា) ។ ប្រសិនបើកម្លាំងកាត់ទទឹងប៊ូឡុងលុប ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការគឺ

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \frac{13}{16}in.$$

សម្រាប់ប្រហោងដែលនៅក្បែរជ្រុងគែមជាងគេ

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.5 - \frac{13/16}{2} = 1.094in.$$

$$2d = 2(3/4) = 1.5in.$$

ដោយសារ $L_c < 2d$, bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.2L_c tF_u) = 0.75(1.2)(1.094)t(58) = 57.11tkips/bolt$$

សម្រាប់ប្រហោងផ្សេងទៀត

$$L_c = s - h = 3 - \frac{13}{16} = 2.188in. > 2d$$

ដូចនេះ $\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0.75(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)t(58) = 78.30tkips/bolt$

ដើម្បីរកកម្រាស់ដែលត្រូវការ ដាក់ total bearing strength ឱ្យស្មើ applied load:

$2(57.11t) + 6(78.30t) = 121.0$ ឬ $t = 0.207in.$

Flange plate ទាំងពីរនឹងត្រូវបានគណនាជា tension connecting elements ។

(បើទោះបីជាបន្ទះដែកមួយរងកម្លាំងសង្កត់ក៏ដោយ ការតភ្ជាប់លំអិតចោលនូវបញ្ហាស្ថិរភាពទាំងអស់) ។

គេនឹងកំណត់មុខកាត់អប្បបរមាដែលត្រូវការសម្រាប់កុងត្រាំងទាញនៅលើ gross និង net area ។ ពី AISC Equation J5-1,

$$\phi R_n = 0.90(A_g F_y)$$

$$A_g \text{ ដែលត្រូវការ } = \frac{\phi R_n}{0.90F_y} = \frac{H}{0.90F_y} = \frac{121.0}{0.90(36)} = 3.735in.^2$$

ពី AISC Equation J5-2,

$$\phi R_n = 0.75 A_n F_u$$

$$A_n \text{ ដែលត្រូវការ } = \frac{\phi R_n}{0.75F_u} = \frac{H}{0.75F_u} = \frac{121.0}{0.75(58)} = 0.782in.^2$$

សាកល្បងទទឹងរបស់បន្ទះដែក $w_g = 6.5in.$ (ស្មើទៅនឹងទទឹងស្លាបរបស់ធ្នឹម) ។ កំណត់កម្រាស់ចាំបាច់ដើម្បីបំពេញតម្រូវការ requirement ។

$$A_g = 6.5t = 3.735in.^2 \quad \text{ឬ} \quad t = 0.575in.$$

គណនាកម្រាស់ដែលចាំបាច់ដើម្បីបំពេញតម្រូវការ net area

$$A_n = tw_n = t\left(w_g - \sum d_{hole}\right) = t\left[6.5 - 2\left(\frac{7}{8}\right)\right] = 4.750t$$

យក $4.750t = 2.782in.^2$ ឬ $t = 0.586in.$ (លុប)

កម្រាស់ក៏ត្រូវធំជាងអ្វីដែលទាមទារសម្រាប់ bearing ដូចនេះវាត្រូវជាកម្រាស់អប្បបរមាដែលអាចទទួលយកបាន ។ សាកល្បងបន្ទះ $6\frac{1}{2}\times\frac{5}{8}$ ។ បន្ទះនេះជា tension connecting element ដូចនេះ net area របស់វាមិនអាចលើសពី $0.85A_g$ នៅក្នុងការគណនា (AISC J5.2):

$$A_n = \frac{5}{8}\left[6.5 - 2\left(\frac{7}{8}\right)\right] = 2.969in.^2$$

$$0.85A_g = 0.85(0.625)(6.5) = 3.453in.^2 > 2.969in.^2 \quad \text{(OK)}$$

យកបន្ទះ $6\frac{1}{2}\times\frac{5}{8}$

ផ្នែករបស់ក្រឡាផ្ទៃស្លាបរបស់ធ្នឹមនឹងត្រូវបានបាត់បង់ដោយសារប្រហោងរបស់ប៊ូឡុង និង moment capacity ត្រូវបានកាត់បន្ថយ ។ AISC B10 អនុញ្ញាតការកាត់បន្ថយនេះដើម្បីឱ្យចោលនៅពេល

$$0.75F_u A_{fn} \geq 0.90F_y A_{fg} \qquad \text{(AISC Equation B10-1)}$$

ដែល A_{fg} = gross flange area

$$= b_f \cdot t_f = 6.530(0.535) = 3.494in.^2$$

A_{fn} = net flange area

$$= t_f\left(b_f - \sum d_h\right) = 0.535\left[6.530 - 2\left(\frac{7}{8}\right)\right] = 2.557 in.^2$$

ដោយប្រើ AISC Equation B10-1 យើងទទួលបាន

$$0.75 F_u A_{fn} = 0.75(58)(2.557) = 111.2 kips$$

$$0.9 F_y A_{fg} = 0.9(36)(3.494) = 113.2 kips > 111.2 kips$$

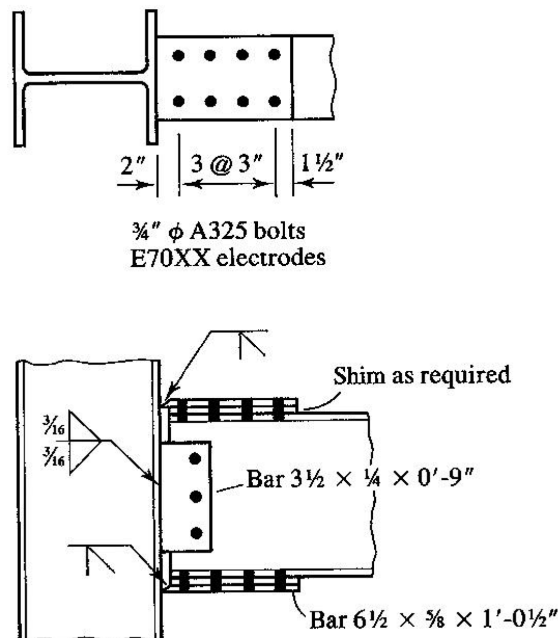
ដោយសារ AISC Equation B10-1 មិនគ្រប់គ្រាន់ flexural គួរត្រូវឈរលើក្រឡាផ្ទៃស្លាបប្រសិទ្ធភាព (effective flange area)

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y} A_{fn}$$

$$= \frac{5}{6}\left(\frac{58}{36}\right)(2.557) = 3.433 in.^2 \qquad \text{(AISC Equation B10-3)}$$

ក្រឡាផ្ទៃនេះមិនខុសគ្នាយ៉ាងខ្លាំងពី actual gross flange are $3.494 in.^2$ ដូចនេះ flexural strength ដោយមិនត្រូវកែប្រែ ។

ចម្លើយ: ប្រើតំណដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣៤ (តម្រូវការ column stiffener នឹងត្រូវបានពិចារណានៅក្នុងផ្នែក ៨.៧)*



* រូបទី ៨.៣៤ ក៏បង្ហាញពីនិមិត្តសញ្ញាសំរាប់ bevel groove weld, ដោយប្រើនៅទីនេះសំរាប់ beam flange plate-to-column connection

៨.៧. Column Stiffeners and other Reinforcement

ម៉ូម៉ង់ភាគច្រើនដែលបានផ្ទេរពីធ្នឹមទៅសសរនៅក្នុងតំណរឹងមានទម្រង់ជា couple ដែលផ្សំឡើងដោយកម្លាំងទាញ និងកម្លាំងសង្កត់ដែលមាននៅក្នុងស្លាបរបស់ធ្នឹម ។ ការអនុវត្តនឹកម្លាំងចំណុចដែលមានតម្លៃធំអាចទាមទារការពង្រឹងសសរ ។ សម្រាប់ម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមានដែលដូចករណីជាមួយបន្ទុកទំនាញ កម្លាំងទាំងនេះមានទិសដៅដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៣៥ ជាមួយនឹងស្លាបខាងលើបំផុតរបស់ធ្នឹមដែលបញ្ជូនកម្លាំងទាញទៅសសរ ហើយស្លាបខាងក្រោមដែលបញ្ជូនកម្លាំងសង្កត់ ។

កម្លាំងទាំងពីរត្រូវបញ្ជូនទៅទ្រនុងសសរជាមួយនឹងកម្លាំងសង្កត់ដែលមានគ្រោះថ្នាក់ជាងដោយសារ stability problem ។ កម្លាំងទាញនៅខាងលើអាចរំខានស្លាបសសរ (រូបទី ៨.៣៥ c) ដែលបង្កើតបន្ទុកបន្ថែមទៅលើការតភ្ជាប់ដោយផ្សារនៃស្លាបសសរទៅស្លាបធ្នឹម ។ ប្រភេទគ្រឿងពង្រឹង (stiffener) ដែលបានបង្ហាញបានពង្រឹងស្លាបសសរ ។ ដូចបានឃើញយ៉ាងច្បាស់ stiffener ត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងទ្រនុង និងស្លាប ។ ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់ដែលអនុវត្តមិនផ្លាស់ប្តូរទិសដៅ stiffener ដែលទប់ទល់នឹងកម្លាំងសង្កត់ (stiffener ខាងក្រោម) មិនត្រូវការការផ្សារទេ ។

AISC Specification Requirements

តម្រូវការរបស់ AISC សម្រាប់ការពង្រឹងទ្រនុងសសរត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង Chapter K, “strength Design Considerations.” ។ សម្រាប់ផ្នែកជាច្រើន ការផ្តល់ឱ្យនេះឈរនៅលើការវិភាគដោយទ្រឹស្តីដែលត្រូវបានកែប្រែដើម្បីឱ្យត្រូវនឹងលទ្ធផលរបស់ការពិសោធ ។ ប្រសិនបើបន្ទុកមេគុណអនុវត្តនឹដែលត្រូវបានផ្ទេរដោយស្លាបធ្នឹម ឬ flange plate ធំជាង design strength ϕR_n សម្រាប់គ្រប់ស្ថានភាពកំណត់ដែលបានពិចារណាទាំងអស់ នោះគេត្រូវតែប្រើ stiffener ។

ដើម្បីជៀសវាង local bending failure របស់ស្លាបសសរ កម្លាំងទាញពីស្លាបធ្នឹមដាច់ខាតមិនត្រូវធំជាង

$$\phi R_n = \phi\left(6.25 t_f^2 F_{yf}\right) \qquad \textbf{(AISC Equation K1-1)}$$

ដែល $\phi = 0.90$

t_f = កម្រាស់របស់ស្លាបសសរ

F_{yf} = yield stress របស់ស្លាបសសរ

សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់របស់ local web yielding រងកុងត្រាំងសង្កត់

$$\phi R_n = \phi\left[(5k + N)F_{yw}t_w\right]$$ (AISC Equaton K1-2)

ឬ នៅពេលដែលបន្ទុកត្រូវបានអនុវត្តដោយចម្ងាយពីចុងរបស់អង្គត់ដែលស្មើកម្ពស់របស់អង្គត់

$$\phi R_n = \phi\left[(2.5k + N)F_{yw}t_w\right]$$ (AISC Equation K1-3)

ដែល $\phi = 1.0$

$k =$ ចម្ងាយពីផ្ទៃស្លាបខាងក្រៅរបស់សសរទៅជើងរបស់ fillet ដែលនៅលើទ្រនុង

$N =$ ប្រវែងរបស់បន្ទុកអនុវត្តន៍= កម្រាស់របស់ស្លាបធ្នឹម ឬ flange plate

$F_{yw} =$ yield stress របស់ទ្រនុងសសរ

$t_w =$ កម្រាស់របស់ទ្រនុងសសរ

យើងក៏ប្រើ AISC Eqution K1-2 និង K1-3 in Section 5.13 ដើម្បីអង្កេត web yielding នៅក្នុងធ្នឹមដែលរងបន្ទុកចំចំណុច ។

ដើម្បីការពារ web crippling នៅពេលដែលបន្ទុកសង្កត់ត្រូវបានបញ្ជូនទៅតែស្លាបមួយ ដូចក្នុងករណីសសរខាងក្រៅដែលមានភ្ជាប់ជាមួយធ្នឹមតែម្ខាង នោះបន្ទុកអនុវត្តន៍មិនត្រូវធំជាង design strength ដែលឱ្យដោយសមីការមួយក្នុងចំណោមសមីការខាងក្រោម ។ (យើងក៏ធ្លាប់បានរៀបរាប់ពី web crippling នៅក្នុង web crippling នៅក្នុងផ្នែកទី ៥.១៣) នៅពេលដែលបន្ទុកត្រូវបានអនុវត្តនៅចម្ងាយយ៉ាងតិច $d/2$ ពីចុងរបស់សសរ

$$\phi R_n = \phi 135 t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}}$$ (AISC Equation K1-4)

ដែល $\phi = 0.75$

$d =$ កម្ពស់សរុបរបស់សសរ

ប្រសិនបើបន្ទុកត្រូវបានអនុវត្តនៅចុងរបស់សសរ

$$\phi R_n = \phi 68 t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \quad \text{សម្រាប់ } \frac{N}{d} \le 0.2$$

(AISC Equation K1-5b)

ឬ

$$\phi R_n = \phi 68 t_w^2\left[1 + \left(4\frac{N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \quad \text{សម្រាប់ } \frac{N}{d} > 0.2$$

(AISC Equation K1-5b)

កម្លាំងសង្កត់ backling របស់ទ្រនុងត្រូវបានអង្កេតនៅពេលដែលបន្ទុកត្រូវបានបញ្ជូនទៅស្លាបសសរទាំងពីរ ។ បន្ទុកបែបនេះនឹងកើតមាននៅសសរខាងក្នុងជាមួយនឹងធ្នឹមដែលភ្ជាប់ទៅសសរទាំងសងខាង ។ Design strength សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់នេះគឺ

$$\phi R_n = \phi\left[\frac{4100 t_w^3 \sqrt{F_{yw}}}{h}\right] \qquad \text{(AISC Equation K1-8)}$$

ដែល $\phi = 0.90$

$h =$ កម្ពស់ទ្រនុងសសរពីជើងរបស់ fillet ទៅជើងរបស់ fillet (រូបទី ៨.៣៦)

ប្រសិនបើការតភ្ជាប់នៅក្បែរចុងរបស់សសរ (ដែលប្រសិនបើបន្ទុកត្រូវបានអនុវត្តនៅចម្ងាយ $d/2$ ពីចុង) វេសីស្តង់ដែលឱ្យដោយ AISC Equation K1-8 គួរត្រូវបានកាត់បន្ថយពាក់កណ្តាល ។

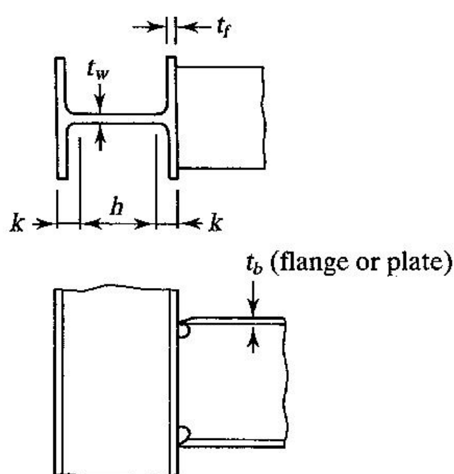
និយាយដោយសង្ខេប ដើម្បីអង្កេតភាពចាំបាច់សម្រាប់ column stiffener គេត្រូវត្រួតពិនិត្យស្ថានភាពកំណត់បីដូចខាងក្រោម៖

1. Local flang bending (AISC Equation K1-1)

2. Loacl web yielding (AISC Equation K1-2 or K1-3)

3. Web crippling ឬកម្លាំងសង្កត់ buckling របស់ទ្រនុង ។ (ប្រសិនបើកម្លាំងសង្កត់ត្រូវបានអនុវត្តទៅលើស្លាបតែមួយ គេត្រូវត្រួតពិនិត្យ web crippling [AISC Equation K1-4 ឬ K1-5] ។ ប្រសិនបើកម្លាំងសង្កត់ត្រូវបានអនុវត្តទៅលើស្លាបទាំងពីរ គេត្រូវត្រួតពិនិត្យ compressive buckling របស់ទ្រនុង [AISC Equation K1-8]) ។

FIGURE 8.36



ប្រសិនបើ stiffener ដែលត្រូវការដោយ AISC Equation K1-2 សម្រាប់ local web yielding, គេអាចរកក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលត្រូវការសម្រាប់ stiffener ដូចខាងក្រោម។ សន្មត់ថាគេអាចទទួលបាន design strength បន្ថែមពីក្រឡាផ្ទៃរបស់ stiffener A_{st} ដែល yield ។ ដូចនេះពី AISC Equation K1-2 ។

$$\phi R_n = \phi\left[(5k+N)F_{yw}t_w + A_{st}F_{yst}\right]$$

ដែល F_{yst} ជា yield stress របស់ stiffener ។ ដាក់ឱ្យអង្គខាងស្តាំរបស់សមីការនេះស្មើនឹងបន្ទុកអនុវត្តន៍ដែលសម្គាល់ដោយ P_{bf} និងដោះស្រាយសម្រាប់ A_{st} គេទទួលបាន

$$A_{st} = \frac{P_{bf}/\phi - (5k+N)F_{yw}t_w}{F_{yst}}$$

$$= \frac{P_{bf} - (5k+t_b)F_{yw}t_w}{F_{yst}} \qquad (8.6)$$

ដែល $\phi = 1.0$ និង t_b គឺកម្រាស់របស់ស្លាបសសរ ឬ flange plate ។ សមីការ ៨.៦ ក៏អាចត្រូវបានប្រើដើម្បីត្រួតពិនិត្យ local buckling yielding strength របស់សសរ។ ដោះស្រាយរក A_{st} ប្រសិនបើទទួលបានលទ្ធផលអវិជ្ជមាន គេនឹងមិនត្រូវការ stiffener សម្រាប់ស្ថានភាពនេះទេ។

ប្រសិនបើគេត្រូវការ stifferner AISC K1-9 ឱ្យនូវទំហំសមាមាត្ររបស់វាដូចខាងក្រោម:

- ទទឹងរបស់ stiffener បូកនឹងកម្រាស់ពាក់កណ្តាលរបស់ទ្រនុងសសរត្រូវធំជាងឬស្មើនឹងមួយភាគបីនៃទទឹងរបស់ស្លាបធ្នឹម ឬ flange plate ដែលបញ្ជូនកម្លាំងទៅសសរ ឬពីរូបទី ៨.៣៧

  $b + \frac{t_w}{2} \geq \frac{b_b}{3}$ ដូចនេះ $b \geq \frac{b_b}{3} - \frac{t_w}{2}$

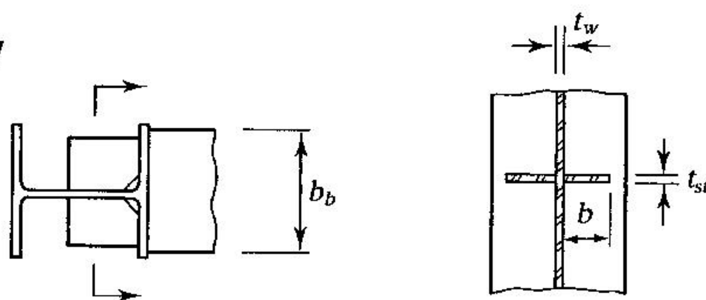
- កម្រាស់របស់ stiffener ដាច់ខាតត្រូវតែធំជាងឬស្មើនឹងពាក់កណ្តាលកម្រាស់របស់ស្លាបធ្នឹម ឬ flange plate ឬ

  $t_{st} \geq \frac{t_b}{2}$

- ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ត្រូវតែ

  $\frac{b}{t_{st}} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត IS) $\frac{b}{t_{st}} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ (ខ្នាត US)

គេត្រូវការ Full-depth stiffener សម្រាប់ករណី compression buckling ប៉ុន្តែគេអនុញ្ញាតឱ្យប្រើ half-depth stiffener សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ផ្សេងទៀត។ ដូចនេះគេត្រូវការ full-depth stiffener តែនៅពេលដែលធ្នឹមត្រូវបានភ្ជាប់ទៅនឹងសសរទាំងសងខាង។



សម្រាប់គ្រប់ស្ថានភាពកំណត់ទាំងអស់ ការសំរេចក្នុងការផ្សារ stiffener ភ្ជាប់ទៅស្លាបគឺឈរលើលក្ខខណ្ឌខាងក្រោម:

- នៅលើខាងដែលរងកម្លាំងទាញ គេត្រូវផ្សារ stiffener ភ្ជាប់ទៅនឹងទ្រនុង និងស្លាប ។
- នៅលើខាងដែលរងកម្លាំងសង្កត់ stiffener គ្រាន់តែត្រូវការដាក់អែបនឹងស្លាបតែប៉ុណ្ណោះ តែគេក៏អាចផ្សារវាភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាប ។

Part 3 of the Manual, "Column Design," មានតម្លៃថេរដែលត្រូវបានរៀបជាតារាងដែលអាចធ្វើការកំណត់ការចាំបាច់សម្រាប់ stiffener ។ ការប្រើប្រាស់របស់វាត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ដែលមាននៅក្នុង "General Notes" តែមិនត្រូវបានបង្ហាញនៅទីនេះទេ ។

កម្លាំងកាត់នៅក្នុងទ្រនុងសសរ Shear in the Column Web

ការផ្ទេរម៉ូម៉ង់ដែលមានតម្លៃធំទៅសសរអាចបង្កើតកុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ធំនៅក្នុងទ្រនុងសសរនៅក្នុងព្រំដែនរបស់តំណ ។ ឧទាហរណ៍ តំបន់ *ABCD* នៅក្នុងរូបទី ៨.៣៨ ។ ពេលខ្លះ គេហៅតំបន់នេះជា panel zone ។ Net moment ត្រូវបានគិត ដូចនេះប្រសិនបើធ្នឹមត្រូវបានតភ្ជាប់ទៅជ្រុងទាំងសងខាងរបស់សសរ ផលបូកពិជគណិតនៃម៉ូម៉ង់បង្កើត web shear នេះ ។

ប្រសិនបើកម្លាំងស្លាបធ្នឹមត្រូវបានសន្មត់ឱ្យធ្វើអំពើនៅចម្ងាយ $0.95d_b$ ពីគ្នា ដែល d_b ជាកម្ពស់ធ្នឹម នោះកម្លាំងស្លាបនីមួយៗអាចត្រូវបានយកជា

$$H = \frac{M_1 + M_2}{0.95d_b}$$

ប្រសិនបើកម្លាំងកាត់សសរនៅក្បែរ panel ជា V_u ហើយមានទិសដៅដូចបង្ហាញ កម្លាំងកាត់ទទឹងសរុបនៅក្នុង panel គឺ

$$P = H - V_u = \frac{M_1 + M_2}{0.95d_b} - V_u \quad (8.7)$$

Web shear strength ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC K1.7 ជា ϕR_v ដែល $\phi = 0.90$ ហើយ R_v ជាអនុគមន៍ ទៅនឹងបន្ទុកតាមអ័ក្សនៅក្នុងសសរ ។ នៅពេលដែល $P_u \le 0.4P_y$

$$R_v = 0.60F_y d_c t_w \quad \text{(AISC Equation K1-9)}$$

នៅពេលដែល $P_u > 0.4P_y$,

$$R_v = 0.60F_y d_c t_w \left[1.4 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)\right] \quad \text{(ASIC Equation K1-10)}$$

ដែល $P_u =$ បន្ទុកតាមអ័ក្សនៅក្នុងសសរ

$P_y =$ axial yield strength របស់សសរ $= AF_y$

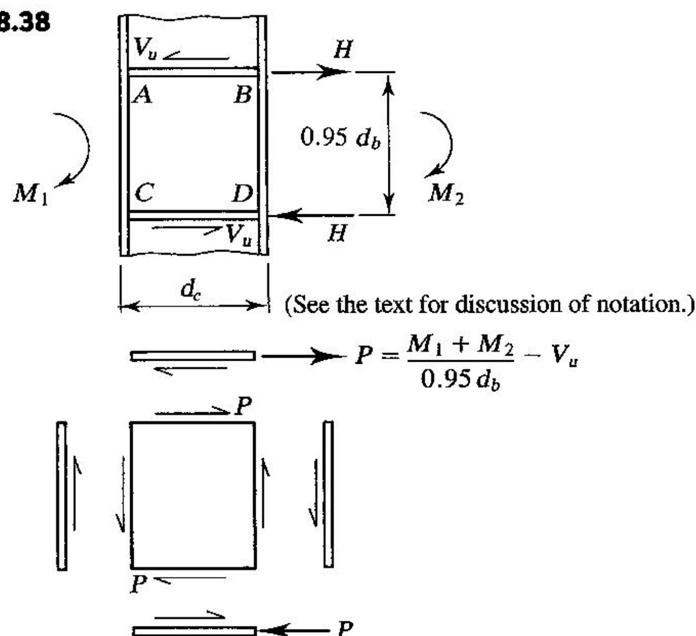
$A =$ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់សសរ ដោយរួមបញ្ចូលទាំងគ្រឿងពង្រឹង (ឧទាហរណ៍, doubler plates)

$d_c =$ ទំហំសសរតាមទិសធ្នឹមសរុប

$t_w =$ កម្រាស់ទ្រនុងសសរ ដោយរួមបញ្ចូលទាំងបន្ទះដែកដែលពង្រឹង

$F_y =$ yield stress របស់ទ្រនុងសសរ

FIGURE 8.38



ប្រសិនបើទ្រនុងសសរមាន shear strength មិនគ្រប់គ្រាន់ គេត្រូវពង្រឹងវា ។ គេអាចប្រើ double plate ដែលមានកម្រាស់គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងទ្រនុង ឬ diagonal stiffener មួយគូរ ។ ក្នុងការអនុវត្តគេច្រើនប្រើ stiffener ជាង ។

AISC K1.7 ក៏បានផ្តល់នូវសមីការដើម្បីនៅពេលដែលគេពិចារណាពី frame stabality ដែលរួមបញ្ចូលទាំងកំហូចទ្រង់ទ្រាយរបស់ panel zone ។ វាមិនត្រូវបានរៀបរាប់នៅទីនេះទេ ។

ឧទាហរណ៍ ៨.១១: កំណត់ថាតើតំណនៃឧទាហរណ៍ ៨.១០ ត្រូវការ stiffener ឬក៏ column web reinforcement ។ សន្មត់ថា $V_u = 0$ និង $P_u / P_y = 0.4$ ។

ដំណោះស្រាយ: ពីឧទាហរណ៍ ៨.១០ flange force ត្រូវបានយកស្មើនឹង

$$P_{bf} = H = 121.0 kips$$

ត្រួតពិនិត្យ local flange bending ជាមួយនឹង AISC Equation K1-1:

$$\phi R_n = \phi\left(6.25 t_f^2 F_{yf}\right)$$
$$= 0.90\left[6.25(0.780)^2(36)\right] = 123 kips > 121 kips \qquad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ local web yielding ជាមួយនឹង AISC Equation K1-2:

$$\phi R_n = \phi\left[(5k + N)F_{yw} t_w\right]$$
$$= 1.0\left[5(1.438) + \frac{5}{8}\right](36)(0.485) = 136 kips > 121 kips \qquad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ web crippling ជាមួយនឹង AISC Equation K1-4:

$$\phi R_n = \phi 135 t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}}$$
$$= 0.75(135)(0.485)^2\left[1 + 3\left(\frac{5/8}{14.16}\right)\left(\frac{0.485}{0.780}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{36(0.780)}{0.485}}$$
$$= 193 kips > 121 kips \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: គេមិនត្រូវការ column stiffener ទេ ។

សម្រាប់កម្លាំងកាត់ទទឹងណៅក្នុងទ្រនុងសសរ ពីសមីការ 8.7 និងដោយចោលកម្រាស់របស់ shim នៅក្នុងការគណនារក d_b កម្លាំងកាត់ទទឹងមេគុណនៅក្នុង column web panel zone គឺ

$$P = \frac{(M_1 + M_2)}{0.95 d_b} - V_u$$
$$= \frac{210(12)}{0.95[20.83 + 2(5/8)]} - 0 = 120 kips$$

ដោយសារ $P_u = 0.4 P_y$ ប្រើ AISC Equation K1-9:

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w = 0.60(36)(14.16)(0.485) = 148.3 kips$$

Design strength គឺ

$$\phi R_v = 0.90(148.3) = 134kips > 120kips \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: គេមិនត្រូវការ column web reinforcement ទេ ។

ឧទាហរណ៍ ៨.១២: រូបទី ៨.៣៩ បង្ហាញពី beam-to-column connection ដែលផ្ទេរម៉ូម៉ង់មេគុណ $142\,ft-kips$ ។ ម៉ូម៉ង់នេះកើតឡើងដោយសារបន្ទុកទំនាងថេរ និងអថេរ ។ គេប្រើដែកប្រភេទ $A36$ និង electrode $E70$ ។ ចូរធ្វើការអង្កេត colum stiffener និងតម្រូវការ web panel-zone reinforcement ។ សន្មត់ថា $V_u = 0$ និង $P_u < 0.4P_y$ ។

ដំណោះស្រាយ: flange force គឺ

$$P_{bf} = \frac{M}{d_b - t_b} = \frac{142(12)}{17.90 - 0.525} = 98.07kips$$

ដើម្បីត្រួតពិនិត្យ flange bending គេប្រើ AISC Equation K1-1:

$$\phi R_n = \phi\left(6.25t_f^2 F_{yf}\right)$$

$$= 0.90\left[6.25(0.560)^2(36)\right] = 63.50kips < 98.07kips \qquad \text{(N.G.)}$$

ដូចនេះ គេត្រូវការ stiffener ដើម្បីការពារ loacla flange bending ។

ដើម្បីត្រួតពិនិត្យ local web yielding គេប្រើសមីការ 8>6 ជំនួសឱ្យការប្រើ AISC Equation K1-2:

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - (5k + t_b)F_{yw}t_w}{F_{yst}}$$

$$= \frac{98.07 - [5(1.062) + 0.525](36)(0.36)}{36} = 0.6236in.^2$$

ដោយសារ A_{st} វិជ្ជមាន ដូចនេះគេត្រូវការ stiffener មួយគូរដែលមាន combined cross-sectional area យ៉ាងតិច $0.623in.^2$ ។

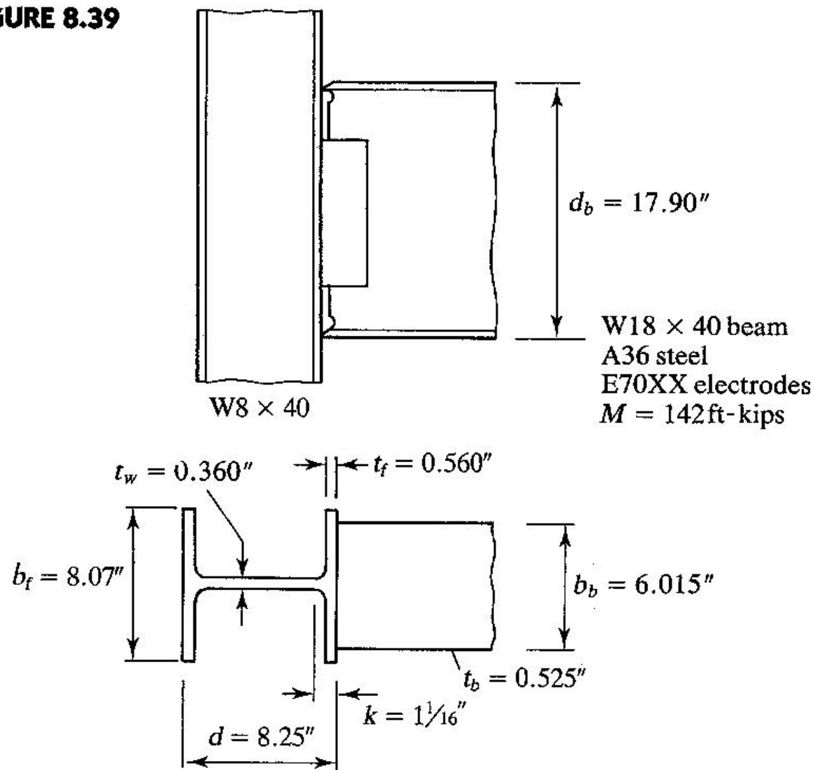
ត្រួតពិនិត្យ web crippling strength ដោយប្រើ AISC Equation K1-4:

$$\phi R_n = \phi 135t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}}$$

$$= 0.75(135)(0.36)^2\left[1 + 3\left(\frac{0.525}{8.25}\right)\left(\frac{0.360}{0.560}\right)1.5\right]\sqrt{\frac{36(0.560)}{0.360}}$$

$$= 107.9kips > 98.07kips \quad \textbf{(OK)}$$

គេជ្រើសរើសទំហំ **stiffener** ដោយឈរលើលក្ខខណ្ឌដែលផ្តល់ឱ្យដោយ **AISC Section K1-9,** ហើយបន្ទាប់មកគេត្រូវត្រួតពិនិត្យក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលទទួលបាន ។



ទទឹងអប្បបរមាគឺ

$$b \geq \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2} = \frac{6.015}{3} - \frac{0.360}{2} = 1.825in.$$

ប្រសិនបើគេមិនអនុញ្ញាតឱ្យបន្លាយ stiffener ទៅហួសជ្រុងរបស់ស្លាបសសរ ទទឹងអតិបរមាគឺ

$$b \leq \frac{8.07 - 0.360}{2} = 3.855in.$$

កម្រាស់អប្បបរមាគឺ

$$\frac{t_b}{2} = \frac{0.525}{2} = 0.2625in.$$

សាកល្បង $3 \times 5/16$ ៖

$$A_{st} = 3\left(\frac{5}{16}\right) \times 2\text{stiffeners} = 1.875in.^2 > 0.6236in^2 \quad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio)

$$\frac{b}{t_{st}} = \frac{3}{5/16} = 9.6$$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8 > 9.6 \quad \text{(OK)}$$

ដោយសារតែការតភ្ជាប់នេះមានតែម្ខាង ដូចនេះគេមិនត្រូវការ full-depth stiffeners ទេ ។ ដូចនេះ

$$\frac{d}{2} = \frac{8.25}{2} = 4.125in. \quad \text{យក } 4\tfrac{1}{2}in.$$

ចម្លើយ: ប្រើដែកទំហំ $3 \times 5/16 \times 4\tfrac{1}{2}$ ចំនួន 2 បន្ទះ ។ (កាត់ច្រឹបជ្រុងកែងខាងក្នុងរបស់បន្ទះដែកដើម្បីជៀសវាង ថិលលតេ នៅត្រង់កន្លែងដែលស្លាប និងទ្រនុងរបស់សសរជួបគ្នា ។ កាត់ច្រឹបដោយមុំ 45^o សម្រាប់ទំហំ $5/8in.$) ។

គណនាទឹកបន្សារសម្រាប់ភ្ជាប់ stiffener ទៅទ្រនុងសសរ

ទំហំអប្បបរមា $= \frac{3}{16}in.$ (AISC Table J2.4, ដោយឈរលើកម្រាស់ទ្រនុង)

ទំហំចាំបាច់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់គឺ

$$w = \frac{\text{force resisted by stiffener}}{0.707L(\phi F_W)}$$

ពីសមីការ 8.6 កម្លាំងដែលត្រូវទប់ដោយ stiffener គឺ

$$A_{st}F_{yst} = P_{bf} - (5k + t_b)F_{yw}t_w$$

$$= 98.07 - [5(1.062) + 0.525](36)(0.360) = 22.45kips$$

ប្រវែងដែលអាចផ្សារភ្ជាប់ stiffener ទៅនឹងទ្រនុងសសរគឺ

$$L = \left(4.5 - \frac{5}{8}\right) \times 2\text{sids} \times 2\text{stiffeners} = 15.5in. \quad \text{(មើលរូបទី ៨.៤០)}$$

$$w = \frac{22.45}{0.707(15.5)(31.5)} = 0.0650in. < \frac{3}{16}in. \text{ ទំហំអប្បបរមា}$$

រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់របស់ base metal គឺ

$$\phi R_n = \phi F_{BM}t = 0.54F_y t_{st} = 0.54(36)\left(\frac{5}{16}\right) = 6.075kips/in.$$

និង រេស៊ីស្តង់ទឹកបន្សារចាំបាច់ (សម្រាប់ stiffener មួយ) $= 0.0650(0.707)(31.5)(2)$

$$= 2.09kips/in. < 6.075kips/in. \text{ (OK)}$$

ចម្លើយ: យក filler weld $3/16in.$ ។

គណនាទឹកបន្សារសំរាប់ភ្ជាប់ stiffener ទៅនឹងស្លាបសសរ

ទំហំអប្បបរមា $= \frac{1}{4}in.$ (AISC Table J2.4, ដោយឈរលើកម្រាស់ស្លាប)

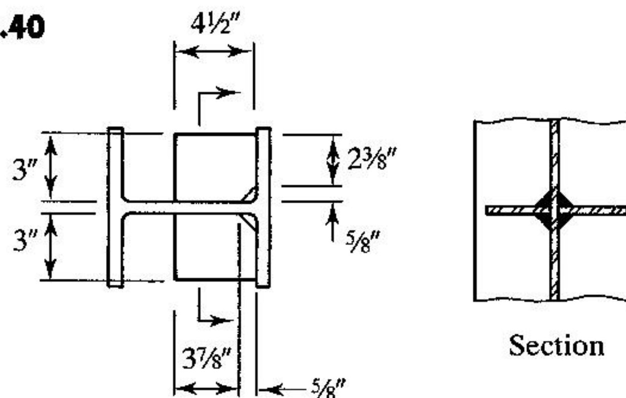
លទ្ធភាពទឹកបន្សារក្នុង $1in. = 0.707\left(\frac{1}{4}\right)(31.5) = 5.538kips/in.$

$$< 0.54F_y t_{st} = 0.6075kips/in. \quad \text{(OK)}$$

ប្រវែងដែលមានសម្រាប់$=\left(3-\frac{5}{8}\right)(2)(2)=9.5in.$

ទំហំចាំបាច់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់គឺ

$$w=\frac{\text{force resisted by stiffener}}{0.707L(\phi F_W)}=\frac{22.45}{0.707(9.5)(31.5)}=0.106in.<\frac{1}{4}in.$$



ចម្លើយ: យក fillet weld $1/4in.$ ។ (ម៉ូម៉ង់អនុវត្តន៍ដែលកើតឡើងដោយបន្ទុកទំនាញ ហើយដែលមិនអាចប្តូរទិសដៅអនុវត្តន៍បាន ដូចនេះគេអាចដាក់ stiffener ភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបសសរ ដែល stiffener នេះទប់ស្លាបរងការសង្កត់របស់ធ្នឹមដោយមិនចាំបាច់ផ្សារ ប៉ុន្តែករណីនេះមិនបាននិយាយនៅទីនេះទេ) ។

ត្រួតពិនិត្យទ្រនុងសសរសម្រាប់កម្លាំងកាត់ទទឹង ។ ពីសមីការ 8.7

$$P=\frac{(M_1+M_2)}{0.95d_b}-V_u=\frac{142(12)}{0.95(17.90)}-0=100.2kips$$

ពី AISC Equation K1-9

$$R_v=0.60F_yd_ct_w=0.60(36)(8.25)(0.360)=64.15kips$$

Design strength គឺ

$$\phi R_v=0.90(64.15)=57.74kips<100.5kips$$ 9ណ ។អ ។ជ

ប្រើ AISC Equation ដើម្បីរកកម្រាស់ទ្រនុងដែលត្រូវការ ។ ដោះស្រាយរក t_w ដោយគុណភាគយក និងភាគបែងដោយ ϕ

$t_w=$ required doubler plate thickness

$=0.625-0.360=0.265in.$

សាកល្បង $t_d=5/16in.$ ។ ទីកបន្សារត្រូវមានទំហំឱ្យត្រូវគ្នានឹងរេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់នៃកម្រាស់ចាំបាច់របស់ doubler plate ។ យក

$$\phi F_{BM} t_d = 0.707 w(\phi F_W)$$

ឬ $$w = \frac{\phi F_{BM} t_d}{0.707(\phi F_W)} = \frac{0.54(36)(0.265)}{0.707(31.5)} = 0.231 in.$$

យក $w = 1/4 in.$

ពី AISC J2.2b, ទំហំទឹកបន្សារអតិបរមាគឺ

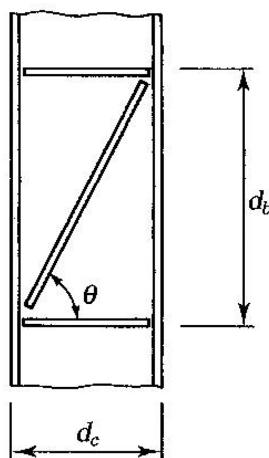
$$t_d - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{6} = \frac{1}{4} in. \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: double plate $5/16 in.$ និង fillet weld $1/4 in$

ប្រើ diagonal stiffener

ប្រើ full-depth horizontal stiffeners ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៤១ (គ្រាន់តែជាជំរើស) ។

FIGURE 8.41



កម្លាំងកាត់ទទឹងដែលទប់ដោយ web reinforcement គឺ $100.2 - 57.74 = 42.46 kips$ ។ ប្រសិនបើកម្លាំងនេះត្រូវបានគិតជាកុំប៉ូសង់កម្លាំងតាមអ័ក្សដេក P នៅក្នុង stiffener

$$P\cos\theta = 42.46 kips$$

ដែល $$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{d_b}{d_c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{17.90}{8.25}\right) = 65.26^o$$

$$P = \frac{42.46}{\tan(65.26^o)} = 101.5 kips$$

យក $$\phi R_n = \phi A_{st} F_y = 0.9 A_{st}(36) = 101.5 kips$$

បន្ទាប់មក $$A_{st} = \frac{101.5}{0.9(36)} = 3.13 in.^2$$

ប្រើ stiffener ពីរ, $3 \times 9/16$ នៅសងខាងទ្រនុង

A_{st} ដែលផ្តល់ឱ្យ$=2(3)\left(\frac{9}{16}\right)=3.38in.^2>3.13in.^2$ ដែលត្រូវការ (OK)

ត្រួតពិនិត្យផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio):

$$\frac{b}{t_{st}}=\frac{3}{9/16}=5.3<\frac{95}{\sqrt{36}}=15.8 \qquad \text{(OK)}$$

គណនាទឹកបន្សារ ។ ប្រវែងរបស់ diagonal stiffener នីមួយៗគឺ

$$\frac{d_c}{\cos\theta}=\frac{8.25}{\cos(65.26^o)}=19.7in.$$

ប្រសិនបើគេផ្សារនៅលើផ្ទៃទាំងសងខាងរបស់ stiffener នោះប្រវែងទឹកបន្សារគឺ

$$L=19.7(4)=78.8in.$$

ទំហំទឹកបន្សារដែលចាំបាច់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់គឺ

$$w=\frac{P}{0.707L(\phi F_W)}=\frac{101.5}{0.707(78.8)(31.5)}=0.058in.$$

ប្រើទំហំអប្បបរមា $1/4in.$ (AISC Table J2.4)

ដោយសារទំហំដែលចាំបាច់សម្រាប់រេស៊ីស្តង់មានតម្លៃតូច យើងនឹងអង្កេតមើលលទ្ធភាពក្នុងការប្រើទឹកន្សារដែលមិនជាប់គ្នា ។ ពី AISC J2.2b

ប្រវែងអប្បបរមា$=4w=4\left(\frac{1}{4}\right)=1.0in.$ ប៉ុន្តែវាមិនត្រូវតូចជាង $1.5in.$ （$1.5in.$ លុប）

លទ្ធភាព និងគំលាតរបស់ក្រុមនៃទឹកបន្សារបួនគឺ

$$4(0.707)wL(\phi F_w)=4(0.707)\left(\frac{1}{4}\right)(1.5)(31.5)=33.41kips$$

លទ្ធភាពដែលចាំបាច់ក្នុង $1in.=\frac{101.5}{19.7}=5.152kips/in.$

គំលាតដែលចាំបាច់របស់ទឹកបន្សារ $=\frac{33.41}{5.152}=6.48in.$

shear capacity of base metal $=0.54F_yt_w=0.54(36)(0.360)=7.00kips/in.$

លទ្ធភាពរបស់ទឹកបន្សារ $=0.707w(\phi F_W)=0.707\left(\frac{1}{4}\right)(31.5)$

$$=5.57kips/in.<7.00kips/in. \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: ប្រើទឹកបន្សារមិនជាប់គ្នា $1/4in.\times 1\frac{1}{2}in.$ ដែលមានគំលាតពីមួយទៅមួយ $6in.$ គិតពីអ័ក្ស នៅលើផ្ទៃនីមួយៗរបស់ diagonal stiffener ។

ដូចដែលបានបង្ហាញពីមុន គេនិយមប្រើdiagonal stiffener ជាង doubler plate ប៉ុន្តែសម្រាប់លក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចគេគួរតែប្រើវាជាមួយនឹងមុខកាត់សសរធំ ។ តម្លៃពលកម្មជាមួយនឹង doubler plate និង stiffener ទាំង

អស់អាចនឹងបន្ថែមតម្លៃច្រើនទៅលើសំភារៈសម្រាប់សសរមុខកាត់ធំ ។

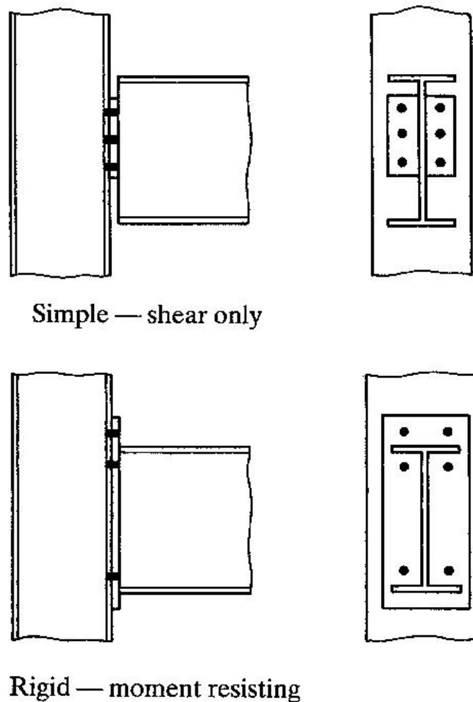
៨.៨. End Plate Connection

End plate connection ជា beam-to-column និង beam-to-beam connection ដែលមានការពេញនិយម ហើយត្រូវបានគេប្រើចាប់តាំងពីពាក់កណ្តាលទសវត្សរ៍ឆ្នាំ ១៩៥០ មកម្លេះ ។ រូបទី ៨.៤២ បង្ហាញពី end plate connection ពីរប្រភេទគឺៈ តំណសាមញ្ញ ឬតំណរងតែកម្លាំងកាត់ (Type PR construction) និងតំណរឹង ឬតំណទប់ម៉ូម៉ង់ (Type FR construction) ។ Rigid connection ក៏ត្រូវបានហៅ ម្យ៉ាងទៀតថា extended end plate connection ។ គោលការណ៍របស់ប្រភេទទាំងពីរគឺ បន្ទះដែកដែលត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់នៅខាងចុងរបស់ធ្នឹមត្រូវបានចាប់ភ្ជាប់ទៅនឹងសសរ ឬធ្នឹមដោយប៊ូឡុង ។ តំណនេះត្រូវការប៊ូឡុងតិចជាងការតភ្ជាប់ផ្សេងទៀតដែលអាចធ្វើឱ្យការដំឡើងលឿន ។

សម្រាប់តំណសាមញ្ញ គេត្រូវយកចិត្តទុកដាក់ក្នុងការធ្វើឱ្យមានលក្ខណៈ flexible គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យធ្នឹមមានមុំវង្វិលនៅខាងចុង ។ គេអាចទទួលបាន flexibility នេះ ប្រសិនបើបន្ទះដែកមានទំហំតូច និងស្តើងបើប្រៀបធៀបជាមួយនឹង តំណប្រភេទ fully restrained ។ Manual of Steel Construction, in Part 9, “Simple Shear Connections,” បានណែនាំថា កម្រាស់ត្រូវស្ថិតនៅចន្លោះ $1/4in.$ និង $3/8in.$ ដើម្បីទទួលបាន flexibility ។ ផ្នែកនេះរបស់ Manual ក៏បង្ហាញពីគោលការណ៍ណែនាំ និងឧទាហរណ៍ដែលរួមមាន reaction capacities សម្រាប់បន្សំជាច្រើននៃបន្ទះដែក និងប៊ូឡុង ។

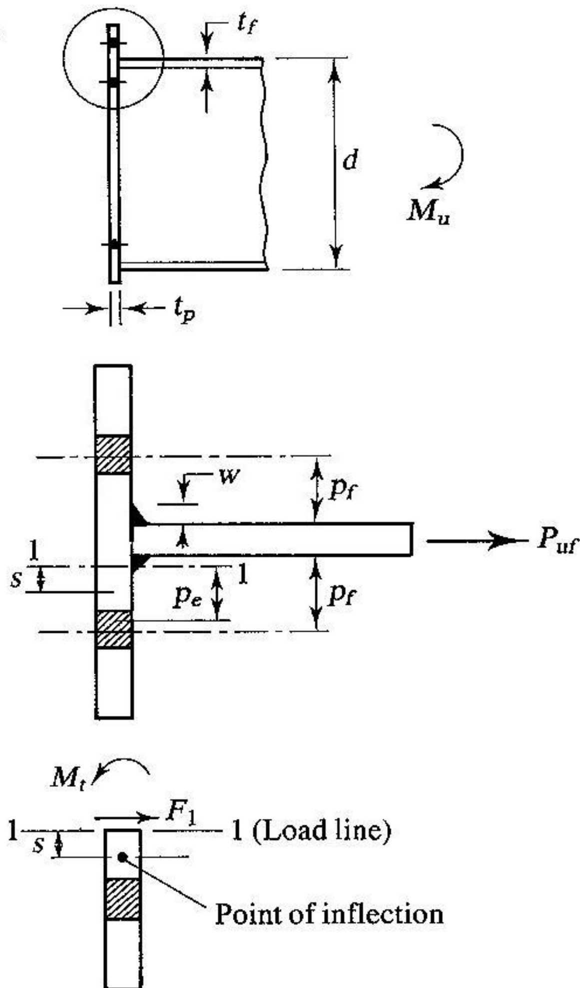
ការគណនា moment-resisting end plate connections ត្រូវការការកំណត់កម្រាស់បន្ទះ ទំហំទីកបន្សារ និងការលំអិតពីប៊ូឡុងជាដើម ។ ការគណនាពីទីកបន្សារ និងប៊ូឡុងជាការអនុវត្តន៍នូវ traditional analysis procedures ។ ប៉ុន្តែ ការគណនា កម្រាស់បន្ទះគឺឈរលើលទ្ធផលរបស់ការពិសោធ និង statistical research (Krishnamuthy, 1978) ។ ផ្នែករងការទាញរបស់តំណគឺមានគ្រោះថ្នាក់ ឯប៊ូឡុងនៅផ្នែករងការសង្កត់មាននាទីជាអ្នករក្សាតំណឱ្យនៅត្រង់អ័ក្ស ។ ប្រសិនបើមានម៉ូម៉ង់សងខាង គេត្រូវគណនាផ្នែករងការទាញទាំងសងខាង ។ វិធីទូទៅគឺខាងក្រោមៈ

1. កំណត់កម្លាំងនៅក្នុងស្លាបរងការទាញរបស់ធ្នឹម
2. ជ្រើសរើសប៊ូឡុងដែលចាំបាច់ដើម្បីទប់ទល់នឹងកម្លាំងនេះ និងតម្រៀបវាឱ្យមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រីធៀបនឹងស្លាបរងការទាញ ។ ប្រសិនបើម៉ូម៉ង់ស្ថិតនៅសងខាង គេត្រូវធ្វើការតំរៀបដូចគ្នានៅលើផ្នែករងការសង្កត់ដែរ ។ ប៊ូឡុងត្រូវតែមានចំនួនគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីទប់ទល់នឹងកម្លាំងកាត់ទទឹងដែលបានមកពីប្រតិកម្មធ្នឹម ។



3. ចាត់ទុកផ្នែករបស់ស្លាបធ្នឹម និងបន្ទះដែកដែលនៅក្បែរធ្វើការជា tee-shape ដែលរងបន្ទុកទាញដែលអនុវត្តទៅលើទ្រនុងរបស់វា ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៤៣ ។
4. ជ្រើសរើសទទឹង និងកម្រាស់របស់ស្លាប tee នេះដើម្បីបំពេញតម្រូវការ flexural ដូចគ្នានឹងវិធីគណនា tee hanger (មើលផ្នែក ៧.៨) ។
5. ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់នៅក្នុងបន្ទះដែក ។
6. គណនាទីកបន្សារ ។

Manual of Steel Construction (Volume II), បង្ហាញបីវិធីសាស្ត្រគណនាលំអិតជាមួយនឹងឧទាហរណ៍នៅក្នុង Part 10, “Fully Restrained (FR) Moment Connection” ។ វិធីសាស្ត្រក្នុងការគណនារបស់វាស្រដៀងគ្នានឹងអ្វីដែលបានរៀបរាប់ខាងលើដោយមានការកែសម្រួលខ្លះ ពេលខ្លះគេហៅវាថា Split-tee method (Krishnamurthy, 1978) ។ អ្វីដែលខុសគ្នា គឺជំហានទី 4 សម្រាប់ការគណនាម៉ូម៉ង់ពត់នៅក្នុងបន្ទះដែក ។ Traditional analysis គិតបញ្ចូលទាំង prying forces ដែលមាននិយាយនៅក្នុងផ្នែកទី ៧.៨ ។ សម្រាប់វិធីគណនានាពេលបច្ចុប្បន្ន ការជ្រើសរើសប៊ូឡុង និងកម្រាស់បន្ទះដែកមិនអាស្រ័យនឹងការពិចារណាពី prying action ទេ ។ ការគណនាម៉ូម៉ង់គឺឈរលើការសិក្សា statistical analysis of finite element ដែលមានការបញ្ជាក់ដោយការធ្វើពិសោធន៍ ។ ជំហានដំបូងនៅក្នុងវិធីសាស្ត្រគណនាគឺ គណនាកម្លាំងនៅក្នុងស្លាប ងការទាញរបស់ធ្នឹម ។



$$P_{uf} = \frac{M_u}{d - t_f}$$

បន្ទាប់មក គេជ្រើសរើសប៊ូឡុងដើម្បីទប់នឹងកម្លាំងទាញនេះ ហើយគេតំរៀបវាជាពីរជួរឱ្យមានលក្ខណៈស៊ីមេទ្រីធៀបនឹងស្លាបរងការទាញរបស់ធ្នឹម។ គេត្រូវបន្ថែមប៊ូឡុងយ៉ាងតិចពីរនៅត្រង់ស្លាបរងការសង្កត់សម្រាប់តម្រូវការរបស់ប្រតិកម្មធ្នឹម។ ចំនួនប៊ូឡុងដែលត្រូវការដើម្បីទប់ទល់នឹងប្រតិកម្មធ្នឹមនឹងឈរលើ shear capacity ឬក៏ slip-critical capacity របស់ប៊ូឡុង ដែលអាស្រ័យនឹងប្រភេទរបស់តំណ។ ប្រសិនបើតំណជា bearing-type គេត្រូវវត្រួតពិនិត្យអន្តរកម្មនៃកម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញនៅក្នុងប៊ូឡុង។ គេមិនចាំបាច់ធ្វើការអង្កេតនេះសម្រាប់ clip-critcal connection។

ម៉ូម៉ង់អតិបរមានៅក្នុង split –tee នឹងកើតមាននៅត្រង់ “load line”, មុខកាត់ 1-1 ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៤៣ គឺ

$$M_t = F_1 s$$

ដែល $F_1 =$ កម្លាំងកាត់ទទឹង $= \dfrac{P_{uf}}{2}$

$s =$ ចម្ងាយពី load line ទៅចំណុចរបត់ $= \dfrac{p_e}{2}$

$$p_e = p_f - 0.25 d_b - 0.707 w$$

ពីរូបទី ៨.៤៣, p_f ជាចម្ងាយពីអ័ក្សប៊ូឡុងទៅស្លាបធ្នឹម ដែលជាទូទៅស្មើនឹងអង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង $d_b + 1/2 in.$ ហើយ w ជាទំហំទឹកបន្សារ។ គេហៅ p_f ជាចម្ងាយប៊ូឡុង (bolt distance) ហើយ p_e ជាចម្ងាយប៊ូឡុងប្រសិទ្ធភាព (effective bolt distance ឬ effective span)។ ម៉ូម៉ង់ M_t ដែលត្រូវបានបំលែងដោយមេគុណ α_m ដើម្បីទទួលបានម៉ូម៉ង់ប្រសិទ្ធភាព M_{eu}

$$M_{eu} = \alpha_m M_t$$

ដែល $\alpha_m = C_a C_b \left(A_f / A_w\right)^{1/3} \left(p_e / d_b\right)^{1/4}$

$C_a =$ ចំនួនថេរដែលទាក់ទងទៅនឹងលក្ខណៈរបស់សម្ភារៈរបស់ប៊ូឡុង និងបន្ទះដែក។

$C_b = \sqrt{b_f / b_p}$

$b_f =$ ទទឹងរបស់ស្លាបធ្នឹម

$b_p =$ ទទឹងរបស់ end plate [Krishnamurthy (1978) បានណែនាំនូវទទឹងប្រសិទ្ធភាពអតិបរមា $b_f + 2w + t_p$ ដែល t_p ជាកម្រាស់របស់ end plate។ Manual ណែនាំទទឹងជាក់ស្តែងអតិបរមា $b_f + 1in.$]

$A_f =$ ក្រឡាផ្ទៃស្លាបធ្នឹម

$A_w =$ ក្រឡាផ្ទៃទ្រនុងធ្នឹមដែលនៅចន្លោះ fillet

ចំនួនថេរ C_a ជាអនុគមន៍តែនឹងលក្ខណៈរបស់សម្ភារៈ ហើយត្រូវបានរៀបជាតារាងសម្រាប់ចំណាត់ថ្នាក់ទូទៅរបស់ structural steel និង ប៊ូឡុងរេស៊ីស្តង់ខ្ពស់។ តារាងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង Table 10-1 នៅក្នុង Part 10 នៃ Manual។ Table 10-2 ឱ្យនូវតម្លៃ A_f / A_w សម្រាប់រូបរាងធ្នឹមដែលត្រូវបានប្រើជាទូទៅ។ នៅពេលដែលគេគណនាម៉ូម៉ង់ M_{eu} រួចហើយ គេអាចដាក់វាឱ្យស្មើនឹង design strength នោះគេនឹងអាចរកកម្រាស់បន្ទះដែកអតិបរមា $t_{p_{pre}}$ ដែលចាំបាច់។ សម្រាប់មុខកាត់ចតុកោណកែងដែលកោងធៀបនឹងអ័ក្សតូច (minor axis) នោះ design strength គឺ

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z F_y = 0.90\left(\frac{b_p t_{p_{req}}^2}{4}\right) F_y$$

ដោយឱ្យសមីការនេះស្មើនឹងម៉ូម៉ង់មេគុណ គេទទួលបានកម្រាស់បន្ទះដែក

$$0.90\left(\frac{b_p t_{p_{pre}}^2}{4}\right) F_y = M_{eu}$$

ដូចនេះ $t_{p_{req}} = \sqrt{\frac{4M_{eu}}{0.90 b_p F_y}}$

គេអាចភ្ជាប់ស្លាបរងការទាញរបស់ធ្នឹមទៅនឹងបន្ទះដែកដោយ full penetration groove weld ឬក៏ដោយ filler weld ដែលផ្សារពទ្ធ័ជុំវិញស្លាបទាំងអស់។ កម្លាំងនៅក្នុងស្លាបទាំងអស់ត្រូវបានបង្កើតនៅលើផ្ទៃករងការទាញ។ គេគួរផ្សារទ្រនុងនៅផ្ទៃសង្ខាងជាមួយនឹង fillet welds ដែលមានលទ្ធភាពទប់ទល់នឹងប្រតិកម្មធ្នឹម។ គេត្រូវគោរពនូវគោលការណ៍ណែនាំបន្ថែមខាងក្រោមដើម្បីបំពេញការសន្មត់សម្រាប់អនុវត្តនូវវិធីគណនាខាងលើ។

1. ទាំងបន្ទះដែក និងដែកធ្នឹមត្រូវមាន yield stress ដូចគ្នាគឺ F_y
2. អង្កត់ផ្ចិតប៊ូឡុង d_b មិនត្រូវធំជាង $1\frac{1}{2}in. = 38mm$
3. ប៊ូឡុងត្រូវតែរងការទាញដែលគោរពតាម AISC Table J3.1 ។
4. ចម្ងាយជ្រុងគែមបញ្ឈរគួរមានតម្លៃប្រហែល $1\frac{3}{4}d_b$ ប៉ុន្តែមិនគួរតូចជាង $1\frac{1}{2}d_b$

ឧទាហរណ៍ ៨.១៣: គណនា end plate connection សម្រាប់ធ្នឹម $W18\times35$ ។ តំណនេះត្រូវមានលទ្ធភាពក្នុងការបញ្ជូនម៉ូម៉ង់មេគុណ $173 ft-kips$ និងកម្លាំងកាត់ទទឹងមេគុណ $34kips$ ។ ប្រើដែក $A36$, electrode $E70XX$ និង slip-critical bolts $A325$ ។

ដំណោះស្រាយ: កម្លាំងស្លាបគឺ

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d-t_f} = \frac{173(12)}{17.7-0.425} = 120.2kips$$

សាកល្បងប៊ូឡុងពីរជួរដែលក្នុងមួយជួរមានពីរគ្រាប់នៅស្លាបខាងលើ និងប៊ូឡុងពីរគ្រាប់នៅស្លាបខាងក្រោ ដែលប៊ូឡុងទាំងអស់មានប្រាំមួយគ្រាប់។ Design strength រងកម្លាំងទាញសម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគ្រាប់គឺ

$$\phi R_n = 0.75(90)A_b$$

ហើយក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលចាំបាច់សម្រាប់ប៊ូឡុងមួយគឺ

$$A_b = \frac{\text{Required } \phi R_n}{0.75(90)} = \frac{120.2/4}{0.75(90)} = 0.445in.^2$$

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុង $A325$ អង្កត់ផ្ចិត $7/8in.$ ($A_b = 0.6013in.^2$)

គេអាចកំណត់កម្លាំងកាត់អតិបរមាដែលទ្រដោយតំណពីការពិចារណា slip-critical strength របស់ប៊ូឡុង (ដែលនឹងមានតម្លៃតូចជាង shear strength)។ សម្រាប់ប៊ូឡុងប្រាំមួយគ្រាប់

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m N_b N_s) = 1.0(1.13)(0.33)(39)(6)(1) = 87.3kips > 34kips \quad \text{(OK)}$$

(គេមិនដឹងកម្រាស់របស់ស្លាបសសរ ហើយគេមិនទាន់ស្គាល់កម្រាស់របស់ end plate ដូចនេះគេមិនអាចធ្វើការអង្កេត bearing strength នៅពេលនេះបានទេ។ ប៉ុន្តែ នៅពេលដែលគ្រប់ផ្នែកដែលត្រូវតភ្ជាប់ទាំងអស់ត្រូវបានគណនា នោះគេអាចត្រួតពិនិត្យ bearing strength)។ ដោយសារវាជា slip-critical connection នោះគេមិនត្រូវការ ត្រួតពិនិត្យអន្តរកម្មនៃកម្លាំងកាត់ និងកម្លាំងទាញទេ។

ចម្លើយ: ប្រើប៊ូឡុងប្រាំមួយ ដែលបួនត្រូវបានតំរៀបស៊ីមេទ្រីគ្នាធៀបនឹងស្លាបរងការទាញ និងពីរទៀតស្ថិតនៅត្រង់ស្លាបរងការសង្កត់។

សម្រាប់ flange weld ប្រវែងដែលអាចផ្សារបានគឺ

$$L = 2b_f + 2t_f - t_w = 2(6.0) + 2(0.425) - 0.30 = 12.55in.$$

ទំហំទឹកបន្សារដែលត្រូវការគឺ

$$w = \frac{P_{uf}}{0.707L(\phi F_w)} = \frac{120.2}{0.707(12.55)(31.5)} = 0.4301in.$$

ទោះបីជាគេមិនទាន់ស្គាល់កម្រាស់របស់ end plate ក៏ដោយ ក៏ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមាដែលបានពី AISC Table J2.4 មិនដែលធំជាង $5/16in.$ ដូចនេះ $0.43in.$ ដែលត្រូវការសម្រាប់រេស៊ីស្តង់នឹងមានតម្លៃធំជាង។

ចម្លើយ: ប្រើ fillet weld $7/16in.$

សម្រាប់ end plate, យក

$$p_f = d_b + \frac{1}{2} = 0.875 + 0.500 = 1.375in.$$

$$p_e = p_f - 0.25d_b - 0.707w$$

$$= 1.375 - 0.25(0.875) - 0.707\left(\frac{7}{16}\right) = 0.8470in.$$

សម្រាប់ទទឹងបន្ទះដែក, យក

$$b_q = b_f + 1 = 6.00 + 1 = 7.00in.$$

បន្ទាប់មក $$M_t = F_1 s = \left(\frac{P_{uf}}{2}\right)\left(\frac{p_e}{2}\right) = \left(\frac{120.2}{2}\right)\left(\frac{0.8470}{2}\right) = 25.45in.-kips$$

$$C_a = 1.36 \qquad \text{(Table 10-1, Part 10 of the Manula)}$$

$$C_b = \sqrt{\frac{b_f}{b_q}} = \sqrt{\frac{6.00}{7.00}} = 0.9258$$

$$\frac{A_f}{A_w} = 0.504 \quad \text{(Table 10-2, Part 10 of the Manual)}$$

$$\alpha_m = C_a C_b \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{1/3} \left(\frac{p_e}{d_b}\right)^{1/4}$$

$$= 1.36(0.9258)(0.504)^{1/3}(0.8470/0.875)^{1/4} = 0.9939$$

$$M_{eu} = \alpha_m M_t = 0.9939(25.45) = 25.29 in. - kips$$

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{4M_{eu}}{0.90 b_p F_y}} = \sqrt{\frac{4(25.29)}{0.90(7.00)(36)}} = 0.668 in.$$

ចម្លើយ: យកកម្រាស់បន្ទះដែក $3/4 in.$

ទទឹងបន្ទះដែកប្រសិទ្ធភាពអតិបរមាដែលណែនាំដោយ Krishnamurthy (1978) គឺ

$$b_f + 2w + t_p = 6.00 + 2\left(\frac{7}{16}\right) + \frac{3}{4} = 7.62 in. > 7.00 \quad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់ ។ កម្លាំងកាត់នៅក្នុងបន្ទះដែកគឺ

$$F_1 = \frac{P_{uf}}{2} = \frac{120.2}{2} = 60.1 kips$$

ពី AISC J5, រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់គឺ (shear strength) គឺ

$$\phi R_n = 0.90(0.60 A_g F_y) = 0.90(0.60)\left(7 \times \frac{3}{4}\right)(36) = 102 kips > 60.1 kips \quad \text{(OK)}$$

ដើម្បីទទួលបាន shear strength របស់ទ្រនុងដូចគ្នា រេស៊ីស្តង់ទឹកបន្សារដែលចាំបាច់ (ទឹកបន្សារពីរជួរដែលនៅសង្ខាងទ្រនុង) គឺ

$$\frac{\phi_v V_n}{d} = \frac{103}{17.7} = 5.819 kips / in.$$

ទំហំទឹកបន្សារដែលត្រូវការ

$$w = \frac{5.819/2}{0.707(31.5)} = 0.131 in.$$

កំណត់ទំហំទឹកបន្សារដែលចាំបាច់ដើម្បីទប់ទល់នឹងការពត់នៅក្នុងទ្រនុង ។ នៅពេលដែលម៉ូម៉ង់ពត់ធ្វើការដល់ម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច កុងត្រាំងនៅក្នុងទ្រនុងស្មើនឹង yield stress F_y ហើយបន្ទុកក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងរបស់ទឹកបន្សារគឺ

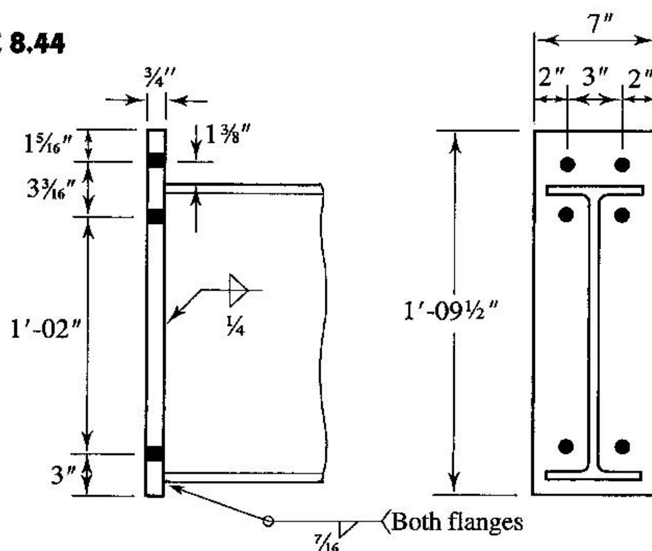
$$\phi_b (F_y \times t_w \times 1) = 0.90(36)(0.300) = 9.720 kips / in.$$

បន្ទុកក្នុងមួយឯកត្តារបស់ទឹកបន្សារមួយជួរគឺ $9.72/2 = 4.86 kips / in.$ ហើយទំហំទឹកបន្សារដែលត្រូវការគឺ

$$w = \frac{4.860}{0.707(31.5)} = 0.2182in. > 0.131in.$$

ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមាគឺ $1/4in.$ (AISC Table J2.4, ដោយឈរលើកម្រាស់របស់បន្ទះដែក) ។

ចម្លើយ: ប្រើ fillet weld $1/4in.$ (ការគណនាត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងរូបទី ៨.៤៤)



Column Web Stiffener Consideration

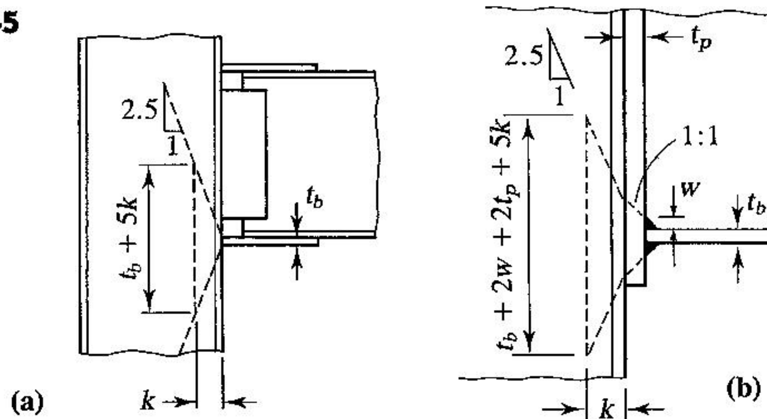
គេបង្កើត AISC Equation K1-2 ដែលការពារ web yeilding របស់សសរនៅក្នុងតំណ beam-to-column connection នៅពេលដែលគេប្រើ end plates ។ សមីការនេះគឺឈរលើការកំណត់កុងត្រាំងនៅលើមុខកាត់របស់ទ្រនុងដែលបង្កើតឡើងដោយកម្រាស់របស់វា និងប្រវែង $t_b + 5k$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៨.៤៥ b ។ គេនឹងទទួលបានក្រឡាផ្ទៃធំជាង នៅពេលដែលបន្ទុកត្រូវបានបញ្ជូនតាមរយៈ end plate ។ ប្រសិនបើគេគិតទឹកបន្សារ beam flange-to-plate និងបន្ទុកត្រូវបានសន្ធត់ចែកដោយជម្រាល 1:1 តាមរយៈបន្ទះដែក ប្រវែងទ្រនុងដែលរងបន្ទុកនឹងស្មើនឹង $t_b + 2w + 2t_p + 5k$ ។ ដោយឈរលើការសិក្សាស្រាវជ្រាវដោយការពិសោធ (Hendrick and Murray, 1984) តួរ $5k$ អាចត្រូវបានជំនួសដោយ $6k$ ដែលផ្តល់លទ្ធផលនៅក្នុងសមីការខាងក្រោមសម្រាប់ yielding strength របស់ទ្រនុង:

$$\phi R_n = \phi\left[\left(6k + t_b + 2w + 2t_p F_{yw} t_w\right)\right]$$

ដែល $w =$ ទំហំទឹកបន្សារ

លើសពីនេះ គេត្រូវធ្វើការអង្កេតពី local flange bending ning web stability (web crippling ឬ compression buckling)។ Part 10 of the Manual មានគោលការណ៍ណែនាំពីការគិត local flange bending ។

FIGURE 8.45



៨.៩. សេចក្តីសន្និដ្ឋាន (Concluding Remarks)

នៅក្នុងយើងសង្កត់ធ្ងន់លើការគណនា និងការវិភាគពីប៊ូឡុង និងទឹកបន្សារច្រើនជាង connection fitting ដូចជា framing angle និង beam seats ។ ក្នុងករណីជាច្រើន ការផ្តល់ឱ្យសម្រាប់ bearing នៅក្នុងតំណដោយប៊ូឡុង និង base metal, និងសម្រាប់កម្លាំងកាត់នៅក្នុងតំណដោយទឹកបន្សារ នឹងធានានូវភាពគ្រប់គ្រាន់របស់រេស៊ីស្តង់របស់ផ្នែកទាំងនេះ។ ប៉ុន្តែពេលខ្លះ គេត្រូវការអង្កេតកម្លាំងកាត់បន្ថែម។ នៅពេលខ្លះទៀត គេត្រូវតែពិចារណាពី direct tensiion និងម៉ូម៉ង់ពត់។

Flexibility របស់តំណជាការពិចារណាដ៏សំខាន់មួយទៀត។ សម្រាប់ shear connection (simple framing), ផ្នែកដែលភ្ជាប់ត្រូវមាន flexible គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីអនុញ្ញាតឱ្យតំណវិលក្រោមអំពើរបស់កម្លាំង។ ប៉ុន្តែតំណប្រភេទ FR (rigid connections) គួរតែរឹងគ្រប់គ្រាន់ដែលមុំរង្វិលរបស់អង្គត់ដែលត្រូវបានភ្ជាប់អាចរក្សានូវតម្លៃអប្បបរមា។

ជំពូកនេះគ្រាន់តែណែនាំពីការគណនាតំណនៅក្នុងគ្រឿងបង្គុំដែកតែប៉ុណ្ណោះ ដោយមិនបាននិយាយលំអិតអស់សេចក្តីទេ។ Blodgett (1966) គឺជាប្រភពព័ត៌មានដ៏មានប្រយោជន៍ដែលនិយាយលំអិតពីតំណដោយផ្សារ។ ទោះបីជាវាត្រូវបានបោះពុម្ពយូរបន្តិចមែន តែវាផ្តល់នូវការណែនាំដែលមានប្រយោជន៍ជាច្រើន។ ដូចគ្នា Detailing for Stell Construction (AISC, 1983) ជាប្រភពដែលមានព័ត៌មានដែលមានអត្ថប្រយោជន៍សម្រាប់អ្នកគណនា និងអ្នកលំអិតការតភ្ជាប់។

IX. គ្រឿងបង្គុំសមាស
Composite Construction

៩.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

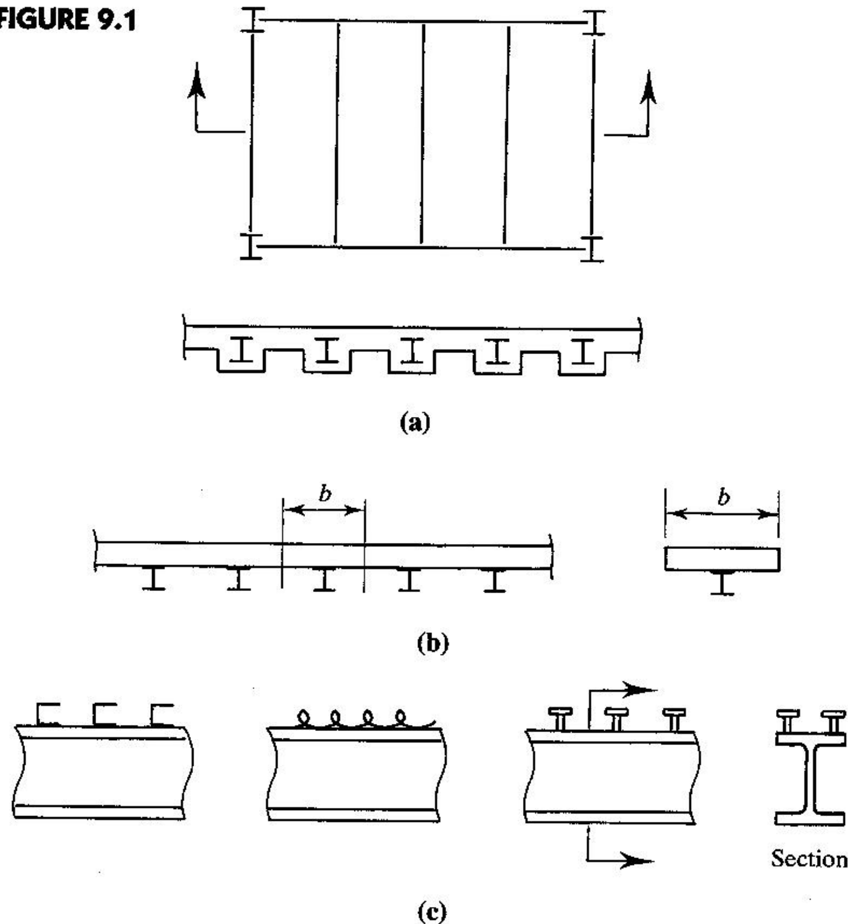
គ្រឿងបង្គុំសមាសជាគ្រឿងបង្គុំសំណង់ដែលអង្គត់របស់វាផ្គុំឡើងដោយសម្ភារៈពីរប្រភេទគឺ ដែកគ្រោង និងបេតុងអារម៉េ។ និយាយឱ្យខ្លីអង្គត់គ្រឿងបង្គុំសមាសផ្សំឡើងដោយសម្ភារៈពីរ ឬច្រើនប្រភេទ។ គ្រឿងបង្គុំសមាសត្រូវបានរៀបរាប់នៅក្នុង AISC Chapter I, “Composite Members.” ។

ធ្នឹមសមាស (composite beam) អាចមានច្រើនទម្រង់។ ធ្នឹមសមាសពីដំបូងត្រូវបានចាក់បង្កប់ក្នុងបេតុងដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១ a។ វាជាជម្រើសមួយនៅពេលដែលគេត្រូវការការពារគ្រឿងបង្គុំដែកពីភ្លើង (fireproofing) ហើយមូលហេតុមួយទៀតគឺគេអាចគិតពីការចូលរួមរបស់រេស៊ីស្តង់បេតុងទៅក្នុងរេស៊ីស្តង់របស់ធ្នឹម។ នាពេលបច្ចុប្បន្ននេះ គេមានវិធីការពារភ្លើងដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច និងទម្ងន់ស្រាល ដូចនេះគេកម្រចាក់បង្កប់គ្រឿងបង្គុំដែកក្នុងបេតុងទៀតទេ។ គេអាចទទួលបាន composite behavior ដោយភ្ជាប់ធ្នឹមដែកទៅនឹងកម្រាលបេតុងដែលវាទ្រដែលធ្វើឱ្យផ្នែកទាំងពីរធ្វើការជាមួយគ្នា។ នៅក្នុងប្រព័ន្ធកម្រាល ឬប្រព័ន្ធដំបូល ផ្នែករបស់កម្រាលខណ្ឌធ្វើអំពើជាមួយនឹងធ្នឹមដែកដើម្បីបង្កើតជាធ្នឹមសមាសដែលមាន rolled steel shape ដែលនៅពីលើស្លាបខាងលើជាស្លាបបេតុង (រូបទី ៩.១ b)។

ការធ្វើការរួមគ្នានេះអាចប្រព្រឹត្តទៅបានប្រសិនបើគេការពារការរអិលតាមទិសដេក (horizontal slippage) រវាងគ្រឿងបង្គុំទាំងពីរ។ គេអាចធ្វើដូចនេះបាន ប្រសិនបើកម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះត្រូវបានការពារដោយគ្រឿងសម្រាប់ភ្ជាប់ដែលគេឱ្យឈ្មោះថា shear connectors។ គ្រឿងសម្រាប់ភ្ជាប់នេះអាចជា headed studs, spiral reinforcing steel ឬជាដែករាង channel shape តូចៗប្រវែងខ្លីត្រូវបានផ្សារភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបខាងលើរបស់ដែកធ្នឹមទៅតាមគំលាតកំណត់ ដើម្បីផ្តល់នូវការផ្សារភ្ជាប់ជាលក្ខណៈមេកានិចតាមរយៈទំពក់នៅក្នុងបេតុងដែលរឹងមាំ (រូបទី ៩.១ c)។ Stud ជាប្រភេទ shear connector ដែលគេនិយមប្រើជាងគេ គេអាចប្រើវាលើសពីមួយដើមនៅត្រង់ទីតាំងតែមួយ ប្រសិនបើស្លាបធ្នឹមមានទំហំទូលាយគ្រប់គ្រាន់ (វាអាស្រ័យនឹងគំលាតអនុញ្ញាតដែលមាននិយាយនៅក្នុងកថាខណ្ឌ ៩.៤)។ មូលហេតុមួយនៃភាពពេញនិយមរបស់ shear stud គឺភាពងាយស្រួលក្នុងការដំឡើងរបស់វា។

គេត្រូវការចំនួន shear connector គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យធ្នឹមទៅជាធ្នឹមសមាសពេញលេញ (fully composite beam)។ ចំនួន shear conncter ដែលតិចជាងតម្រូវការនឹងធ្វើឱ្យកើតមានភាពរអិលខ្លះរវាងគ្រឿងបង្គុំដែក និងបេតុង ធ្នឹមបែបនេះគេឱ្យឈ្មោះថា ធ្នឹមសមាសដោយផ្នែក (partially composite)។

Partially composite beam (ដែលជាក់ស្តែងមានឥទ្ធិពលជាង fully composite beam) ត្រូវបានបកស្រាយនៅក្នុងផ្នែកទី ៩.៧។

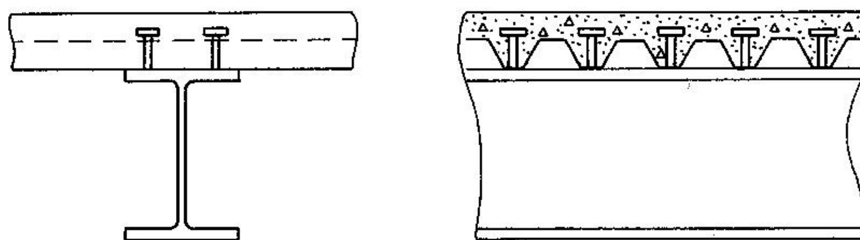


គ្រឿងបង្គុំសមាសនៅក្នុងអគារភាគច្រើនត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយកម្រាលដែក (stell deck) ដែលធ្វើជាពុម្ពសម្រាប់បេតុងកម្រាល ហើយត្រូវបានមិនត្រូវបានយកចេញក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ។ កម្រាលដែកក៏ចូលរួមនៅក្នុងរេស៊ីស្តង់របស់កម្រាល តែយើងមិនបានពិចារណាពីការគណនាកម្រាលដែកនៅទីនេះទេ។ គេអាចប្រើកម្រាលដែកផ្នត់ដែលរន្ធូតមានទិសកែង ឬស្របនឹងទិសរបស់ធ្នឹម។ នៅក្នុងប្រព័ន្ធកម្រាលធម្មតា រន្ធូតតែងតែកែងទៅនឹងធ្នឹមកម្រាល ហើយស្របទៅនឹងរតដែលទ្រវា។ គេផ្សារ Shear stud ភ្ជាប់ទៅនឹងធ្នឹមដែកតាមចន្លោះរន្ធូត ដូចនេះគំលាតរបស់ stud តាមបណ្តោយធ្នឹមត្រូវបានកំណត់ដោយចំនួនផ្នត់របស់រន្ធូត។ រូបទី ៩.២ បង្ហាញពីកម្រាលខណ្ឌដែលបង្កើតឡើងដោយកម្រាលដែកដែលរន្ធូតកែងទៅនឹងធ្នឹម។

ស្ពាន highway ភាគច្រើនដែលប្រើធ្នឹមដែកជាធ្នឹមសមាស ហើយជារឿយៗធ្នឹមសមាសជាជម្រើសដែល

មានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចសម្រាប់សំណង់អាគារ។ ទោះបីជាគេអាចប្រើ rolled steel beam ដែលមានរូបរាងតូចជាង មានទម្ងន់ស្រាលជាងនៅក្នុងគ្រឿងបង្គុំសមាសក៏ដោយ ក៏ អត្ថប្រយោជន៍របស់វាត្រូវបានកាត់បន្ថយដោយសារតម្លៃបន្ថែមនៃ shear connector។ ទោះបីជាយ៉ាងដូចនេះក៏ដោយ ក៏អត្ថប្រយោជន៍ផ្សេងទៀតរបស់វាអាចធ្វើឱ្យគ្រឿងបង្គុំសមាសមានការទាក់ទាញដែរ។ គេអាចប្រើធ្នឹមដែលរាក់ជាង ហើយភាពដាបរបស់វានឹងតូចជាងគ្រឿងបង្គុំធម្មតា (conventional noncomposite construction)។

FIGURE 9.2



កុងត្រាំងអេឡាស្ទិចនៅក្នុងធ្នឹមសមាស Elastic Stresses in Compostie Beams

ទោះបីជា design strength របស់ធ្នឹមសមាសជាទូទៅឈរលើលក្ខខណ្ឌនៅការបាក់ក៏ដោយ ក៏ការយល់ដឹងពីការធ្វើការជាមួយនឹងបន្ទុកធ្វើការ (service load) មានសារៈសំខាន់សម្រាប់មូលហេតុជាច្រើន។ គេតែងតែធ្វើការអង្កេតភាពដាបរបស់គ្រឿងបង្គុំក្រោមអំពើរបស់ service load ហើយនៅក្នុងករណីខ្លះ design strength គឺឈរលើស្ថានភាពកំណត់នៃ yield ដំបូង។

គេអាចគណនាកុងត្រាំងរងការពត់ (flexural stress) និងកុងត្រាំងរងការកាត់ (shearing stress) នៅក្នុងធ្នឹមរបស់ homogeneous material ពីរូបមន្ត

$$f_b = \frac{Mc}{I} \quad \text{និង} \quad f_v = \frac{VQ}{It}$$

ប៉ុន្តែ ដោយសារធ្នឹមសមាសមិនមែនជា homogeneous material ដូចនេះរូបមន្តទាំងនេះគ្មានន័យ។ ដើម្បីអាចប្រើរូបមន្តទាំងនេះបាន គេត្រូវបំលែងមុខកាត់របស់បេតុងឱ្យទៅជាមុខកាត់ដែក។ វិធិសាស្ត្រនេះតម្រូវឱ្យ strain របស់ដែកដែលបានប្រឌិតឡើងពីបេតុងមានតម្លៃដូចគ្នានឹង strain របស់ដែកពិតប្រាកដ។ រូបទី ៩.៣ បង្ហាញពីកំណាត់របស់ធ្នឹមសមាសជាមួយនឹងដ្យាក្រាម stress និង strain។ ប្រសិនបើកម្រាលខណ្ឌត្រូវបានភ្ជាប់យ៉ាងល្អទៅនឹង rolled steel shape នោះ strain ត្រូវតែមានរាងដូចអ្វីដែលបានបង្ហាញ ដែលស្របទៅនឹង small displacement theory ដែលបាននិយាយថា មុខកាត់ដែលមានលក្ខណៈរៀបស្មើមុនពេលរងការពត់នៅតែរក្សាលក្ខណៈរៀបស្មើក្រោយពេលរងការពត់។ ប៉ុន្តែ ការពង្រាយកុងត្រាំងជាលក្ខណៈសមាមាត្រ

(linear stress distribution) ដែលបានបង្ហាញមានន័យតែចំពោះធ្នឹមទាំងឡាយណាដែលត្រូវបានសន្មត់ថាជា homogeneous material ។ ដំបូង គេត្រូវតែម្រូវឱ្យ strain នៅក្នុងបេតុងត្រង់គ្រប់ចំណុចទាំងអស់ស្មើនឹង strain នៅក្នុងដែកជំនួសនៅគ្រប់ចំណុចនោះ

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad \text{ឬ} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

និង $$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \qquad (9.1)$$

ដែល E_c = ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុង

$n = \dfrac{E_s}{E_c}$ = ផលធៀបម៉ូឌុល

AISC I2.2 ឱ្យម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចបេស់បេតុង*

$$E_c = w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \text{(US)}$$

$$E_c = w_c^{1.5}\left(1.3\cdot 10^{-3}\right)\sqrt{f'_c} \quad \text{(SI)}$$

ដែល w_c = ទម្ងន់មាឌរបស់បេតុង

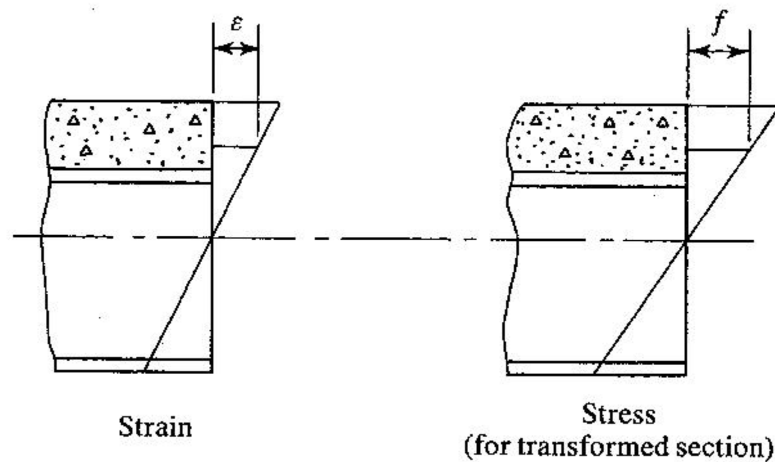
f'_c = រេស៊ីស្តង់រងការសង្កត់របស់បេតុងនៅ 28ថ្ងៃ

ទម្ងន់ normal-weight concrete មានតម្លៃប្រហែល $145 lb/ft^3 = 2320 kg/m^3$

គេអាចបកស្រាយសមីការ 9.1 ដូចខាងក្រោម៖ គេត្រូវការបេតុង $n\ in.^2$ ដើម្បីទប់ទល់នឹងកម្លាំងដូចគ្នាដែលដែក $1 in.^2$ អាចទប់បាន ។ ដើម្បីកំណត់ក្រឡាផ្ទៃរបស់ដែកដែលនឹងទប់ទល់នឹងកម្លាំងដូចគ្នាដែលបេតុងអាចធ្វើបាន គេត្រូវចែកក្រឡាផ្ទៃបេតុងដោយ n ។ មានន័យថាជំនួស A_c ដោយ A_c/n ។ លទ្ធផលដែលទទួលបានជាក្រឡាផ្ទៃបំលែង (transformed area) ។

ពិចារណាមុខកាត់សមាសដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.៤ a (ការកំណត់ទទឹងស្លាបប្រសិទ្ធភាព b នៅពេលដែលធ្នឹមជាផ្នែករបស់ប្រព័ន្ធកម្រាលនឹងណែនាំនៅខាងមុខ) ។ ដើម្បីបំលែងក្រឡាផ្ទៃបេតុង A_c ឱ្យទៅជាក្រឡាផ្ទៃដែក យើងត្រូវចែកវានឹង n ។ វិធីដ៏ងាយស្រួលគឺគេត្រូវចែកទទឹងដោយ n ហើយរក្សាកម្រាស់ឱ្យនៅដដែល ។ ការធ្វើដូចនេះគេទទួលបាន homogeneous steel section ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៩.៤b ។ ដើម្បីគណនាកុងត្រាំង យើងត្រូវរកទីតាំងអ័ក្សណឺតរបស់រូបរាងសមាស ហើយគណនាម៉ូម៉ង់និចលភាពដែលត្រូវគ្នា ។ បន្ទាប់មកយើងអាចគណនា bending stresses ជាមួយនឹង flexural formula ។ នៅផ្នែកខាងលើបំផុតរបស់សរសៃដែក

* The ACI Building Code (ACI, 1995) ឱ្យតម្លៃរបស់ $E_c = w_c^{1.5}(33)\sqrt{f'_c}$ គិតជា psi ឬ $E_c = w_c^{1.5}(0.043)\sqrt{f'_c}$ គិតជា N/mm^2



$$f_{st} = \frac{My_t}{I_{tr}}$$

នៅផ្នែកខាងក្រោមបំផុតរបស់ដែក

$$f_{sb} = \frac{My_b}{I_{tr}}$$

ដែល $M =$ ម៉ូម៉ង់ពត់អនុវត្តន៍

$I_{st} =$ ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សណឺត (ដូចគ្នានឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់ homogeneous section)

$y_t =$ ចម្ងាយពីអ័ក្សណឺតទៅផ្នែកខាងលើបំផុតរបស់ដែក

$y_b =$ ចម្ងាយពីអ័ក្សណឺតទៅផ្នែកខាងក្រោមបំផុតរបស់ដែក

គេអាចកំណត់កុងត្រាំងនៅក្នុងបេតុងតាមវិធីដូចគ្នា ប៉ុន្តែដោយសារសម្ភារៈដែលយើងគិតជាដែក នោះលទ្ធផលត្រូវចែកនឹង n (មើលសមីការ 9.1) ដូចនេះគេបាន

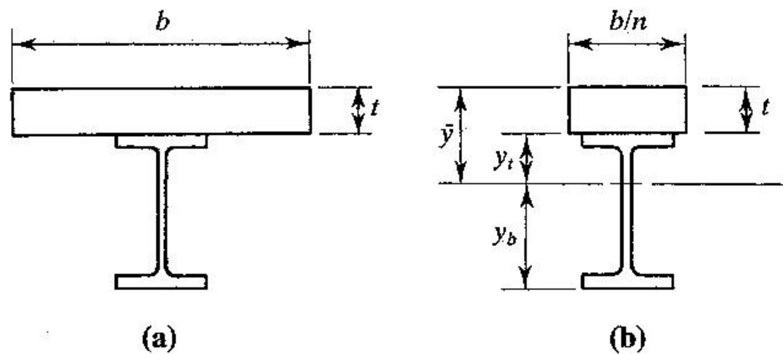
តម្លៃអតិបរមារបស់ $f_c = \frac{M\bar{y}}{nI_{tr}}$

ដែល $\bar{y}$ ជាចម្ងាយពីអ័ក្សណឺតទៅទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់បេតុង ។

ដំណើរការគណនានេះមានន័យសម្រាប់តែម៉ូម៉ង់ពត់វិជ្ជមាន ដែលកម្លាំងសង្កត់នៅខាងលើព្រោះគេមិនគិតរេស៊ីស្តង់រងការទាញរបស់បេតុង ។

ឧទាហរណ៍ ៩.១: ធ្នឹមសមាសមួយផ្សំឡើងដោយដែក $A36$ មានរាង $W16 \times 36$ ជាមួយនឹងកម្រាលបេតុងកម្រាស់ $5in.$ និងទទឹង $87in.$ នៅពីខាងលើធ្នឹម ។ រេស៊ីស្តង់របស់បេតុងគឺ $f'_c = 4000psi$ ។ កំណត់កុងត្រាំងអតិបរមានៅក្នុងដែក និងបេតុងដែលកើតពីម៉ូម៉ង់ពត់វិជ្ជមាន $160 ft - klips$ ។

FIGURE 9.4



ដំណោះស្រាយ: $E_c = w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = 145^{1.5}\sqrt{4} = 3495ksi$

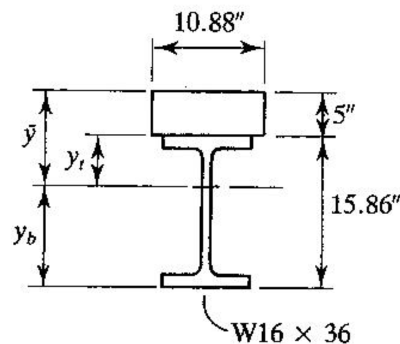
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3495} = 8.3 \qquad \text{យក } n = 8$$

ដោយសារតែម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុងជាតម្លៃប្រហាក់ប្រហែល ដូចនេះយើងអាចយកតម្លៃ n ជាតម្លៃគត់ ហើយវានឹងផ្តល់នូវភាពសុក្រិតគ្រប់គ្រាន់ ។ ដូចនេះ

$$\frac{b}{n} = \frac{87}{8} = 10.88in.$$

រូបទី ៩.៥ បង្ហាញពី transformed section ។

FIGURE 9.5



គេអាចកំណត់ទីតាំងរបស់អ័ក្សណឺតដោយអនុវត្តគោលការណ៍ម៉ូម៉ង់ជាមួយនឹងអ័ក្សរបស់ម៉ូម៉ង់នៅផ្នែកខាងលើបំផុតរបស់កម្រាល ។ ការគណនាត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.១ ហើយចម្ងាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់កម្រាលទៅទីប្រជុំទម្ងន់គឺ

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{273.1}{65.00} = 4.202in.$$

ដោយអនុវត្តទ្រឹស្តីបទអ័ក្សស្រប និងដោយរៀបជាតារាងនៃការគណនានៅក្នុងតារាង ៩.២ យើងទទួលបានម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ transformed section គឺ

$$I_{tr} = 1526 in.^4$$

កុងត្រាំងនៅទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកគឺ

$$y_t = \overline{y} - t = 4.202 - 5.00 = -0.7980 in.$$

ដែល t ជាកម្រាស់របស់កម្រាល

$$f_{st} = \frac{My_t}{L_{tr}} = \frac{(160 \times 12)(0.7980)}{1526} = 1.00 ksi$$ (រងការទាញ)

តារាង ៩.១

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay
បេតុង	54.40	2.50	136.0
$W16 \times 36$	10.6	12.93	137.1
	65.00		273.1

តារាង ៩.២១

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	$\overline{I}$	d	$\overline{I} + Ad^2$
បេតុង	54.40	2.50	113.3	1.702	270.9
$W16 \times 36$	10.6	12.93	448	8.728	1255
					1525.9

(ទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកស្ថិតនៅពីខាងក្រោមអ័ក្សណឺត ដូចនេះ f_{st} ជាកុងត្រាំទាញ)

កុងត្រាំងនៅទីតាំងក្រោមបំផុតរបស់ដែក:

$$y_b = t + d - \overline{y} = 5 + 15.86 - 4.202 = 16.66 in.$$

$$f_{sb} = \frac{My_b}{I_{tr}} = \frac{(160 \times 12)(16.66)}{1526} = 21.0 ksi$$ (រងការទាញ)

កុងត្រាំងនៅទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់របស់បេតុងគឺ

$$f_c = \frac{M\overline{y}}{nI_{tr}} = \frac{(160 \times 12)(4.202)}{8 \times 1526} = 0.661 ksi$$

ប្រសិនបើគេសន្មត់បេតុងមិនមានរេស៊ីស្តង់ទប់ការទាញ នោះបេតុដែលស្ថិតនៅពីក្រោមអ័ក្សណឺតមិនត្រូវបានយកមកគិតទេ ។ នោះរាងធរណីមាត្ររបស់ transformed section ខុសពីរាងធរណីមាត្រដើមដែលបានសន្មត់ ។ ដើម្បី

ទទួលបានលទ្ធផលសុក្រិត គេត្រូវធ្វើការគណនាទីតាំងអ័ក្សណឺតឡើងវិញដោយឈរលើរាងធរណីមាត្រថ្មីនេះ។ យោងតាមរូបទី ៩.៦ និងតារាង ៩.៣ យើងអាចគណនាទីតាំងថ្មីរបស់អ័ក្សណឺតដូចខាងក្រោម:

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{5.44\bar{y}^2+137.1}{10.88\bar{y}+10.6}$$

$$\bar{y}(10.88\bar{y}+10.6)=5.44\bar{y}^2+137.1$$

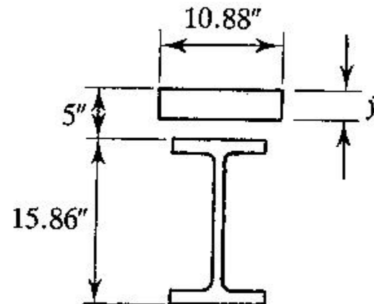
$$5.44\bar{y}+10.6\bar{y}-137.1=0$$

$$\bar{y}=4.140in.$$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ក្រឡាផ្ទៃសមាសដែលធ្វើឡើងវិញនេះគឺ

$$I_{tr}=\frac{1}{3}(10.88)(4.140)^3+448+10.6(12.93-4.140)^2=1524in.^4$$

FIGURE 9.6



តារាង ៩.៣

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay
បេតុង	$10.88\bar{y}$	$\bar{y}/2$	$5.44\bar{y}^2$
$W16\times36$	10.6	12.93	137.1

ហើយកុងត្រាំងគឺ

$$f_{st}=\frac{(160\times12)(5-4.140)}{1524}=1.08ksi$$ (រងការទាញ)

$$f_{sb}=\frac{(160\times12)(5+15.86-4.140)}{1524}=21.1ksi$$ (រងការទាញ)

$$f_c=\frac{(160\times12)(4.140)}{8(1524)}=0.652ksi$$

ភាពខុសគ្នារវាងការវិភាគទាំងពីរអាចចោលបាន ហើយការគណនាទីតាំងអ័ក្សណឺតឡើងវិញមិនមានប្រយោជន៍ទេ។

ចម្លើយ: កុងត្រាំងអតិបរមានៅក្នុងដែកគឺ កុងត្រាំងរងការទាញ $21.1ksi$ ហើយកុងត្រាំងអតិបរមានៅក្នុងបេតុងគឺ កុងត្រាំងរងការសង្កត់ $0.652ksi$ ។

រេស៊ីស្តង់ទប់នឹងការពត់ Flexural strength

នៅក្នុងករណីជាច្រើន គេនឹងទទួលបាន nomial flecural strength នៅពេលដែលមុខកាត់ដែកទាំងមូល yield ហើយបេតុងបែកដោយសារកម្លាំងសង្កត់ ។ ការបែងចែកកុងត្រាំងដែលត្រូវគ្នានៅលើមុខកាត់សមាសត្រូវបានគេហៅថា ការបែងចែងកុងត្រាំងប្លាស្ទិច (plastic stress distribution) ។ AISC Specification ឱ្យនូវ design strength សម្រាប់ម៉ូម៉ង់ពត់វិជ្ជមានជា $\phi_b M_n$ ដែលត្រូវបានកំណត់ដូចខាងក្រោម:

1. សម្រាប់រូបរាងដែលមាន compact web ($h/t_w \le 640/\sqrt{F_y}$ សម្រាប់ US ឬ $h/t_w \le 1680/\sqrt{F_y}$ សម្រាប់ SI) មេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi_b = 0.85$ ហើយ M_n ត្រូវបានទទួលពី plastic stress distribution ។

2. សម្រាប់រូបរាងដែលមាន noncompact web ($h/t_w > 640/\sqrt{F_y}$ សម្រាប់ US ឬ $h/t_w > 1680/\sqrt{F_y}$ សម្រាប់ SI) ϕ_b= 0.9 ហើយ M_n ត្រូវបានទទួលពី elastic stress distribution ដែលត្រូវគ្នានឹង yilding ដំបូងរបស់ដែក ។

រូបរាងទាំងអស់ដែលមាននៅក្នុងតារាងរបស់ Manual ជា compact web ដូចនេះគេត្រូវប្រើលក្ខខណ្ឌទីមួយសម្រាប់ការដោះស្រាយធ្នឹមសមាស លើកលែងតែ built-up steel shapes ។ នៅក្នុងជំពូកនេះយើងនិយាយតែ compact shape ប៉ុណ្ណោះ ។

នៅពេលដែលធ្នឹមសមាសទៅដល់ស្ថានភាពកំណត់ប្លាស្ទិច គេបែងចែកកុងត្រាំងតាមវិធីមួយក្នុងចំណោមវិធីបីដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.៧ ។ កុងត្រាំងបេតុងត្រូវបានបង្ហាញជាកុងត្រាំងសង្កត់ពង្រាយស្មើ $0.85f'_c$ ដែលបន្ទាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់កម្រាលទៅជំរៅដែលអាចតូចជាង ឬស្មើនឹងកម្រាស់កម្រាលសរុប ។ ការបែងចែកនេះគឺ Whitney equivalent stress distribution ដែលកុងត្រាំងផ្គួបត្រូវគ្នានឹងកុងត្រាំងផ្គួបរបស់ការបែងចែកកុងត្រាំងពិតប្រាកដ (ACI, 1995) ។ រូបទី ៩.៧ a បង្ហាញពីការបែងចែកដែលត្រូវគ្នានឹង full tensil yielding របស់ដែក និងកុងត្រាំងសង្កត់ដោយផ្នែករបស់បេតុង ជាមួយនឹងអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិច (PNA) នៅក្នុងកម្រាលខណ្ឌ ។ ដោយរេស៊ីស្តង់ទាញរបស់បេតុងមានតម្លៃតូច ហើយវាមិនតូវបានគេគិតក្នុងការគណនាទេនោះគ្មានកុងត្រាំងណា ត្រូវបានបង្ហាញនៅកន្លែងដែលកុងត្រាំងទាញមានអំពើលើបេតុង ។ លក្ខខណ្ឌនេះគេប្រើជាទូទៅនៅពេលដែលវា មាន shear connectors គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីទប់ទល់នឹងការរអិល គឺដើម្បីធានានូវការធ្វើការជា

គ្រឿងបង្គុំសមាស ។ ក្នុងរូបទី ៩.៧ b ប្លុកកុងត្រាំងបេតុងត្រូវបានបន្ទាយពេញ កម្រាស់របស់កម្រាល ហើយ PNA ស្ថិតនៅក្នុងស្លាបរបស់ធ្នឹមដែក ។ ដូចនេះផ្នែករបស់ស្លាបនឹងរងកុងត្រាំងសង្កត់ ដើម្បីបង្កើនកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងកម្រាលខណ្ឌ ។ រូបទី ៩.៧ c បង្ហាញពីលទ្ធភាពទីបី ដែល PNAស្ថិតនៅក្នុងទ្រនុង ។ ចំណាំថា សម្រាប់ករណីទាំងបីនេះ គេមិនចាំបាច់បន្ទាយប្លុកកុងត្រាំងបេតុងពេញកម្រាស់កម្រាលទេ ។

ក្នុងករណីនីមួយៗដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.៧ យើងអាចរក nominal moment capacity ដោយគណនាម៉ូម៉ង់ couple ដែលកើតឡើងដោយកម្លាំងទាញផ្គួប និងកម្លាំងសង្កត់ផ្គួប ។ យើងអាចទទួលវាបានដោយធ្វើផលបូកម៉ូម៉ង់របស់កម្លាំងផ្គួបធៀបនឹងចំណុចងាយស្រួលណាមួយ ។ ដោយសារការតភ្ជាប់របស់ធ្នឹមដែកទៅនឹងកម្រាលបេតុង វាមិនមានបញ្ហាជាមួយនឹង lateral torsional buckling នៅពេលដែលបេតុងរឹងមាំ ហើយគេទទួលបាន composite action ។

ដើម្បីកំណត់ថាតើគេត្រូវយកករណីណាមកប្រើ គេត្រូវគណនាកម្លាំងសង្កត់ផ្គួបណាដែលតូចជាងគេក្នុងចំ ណោម

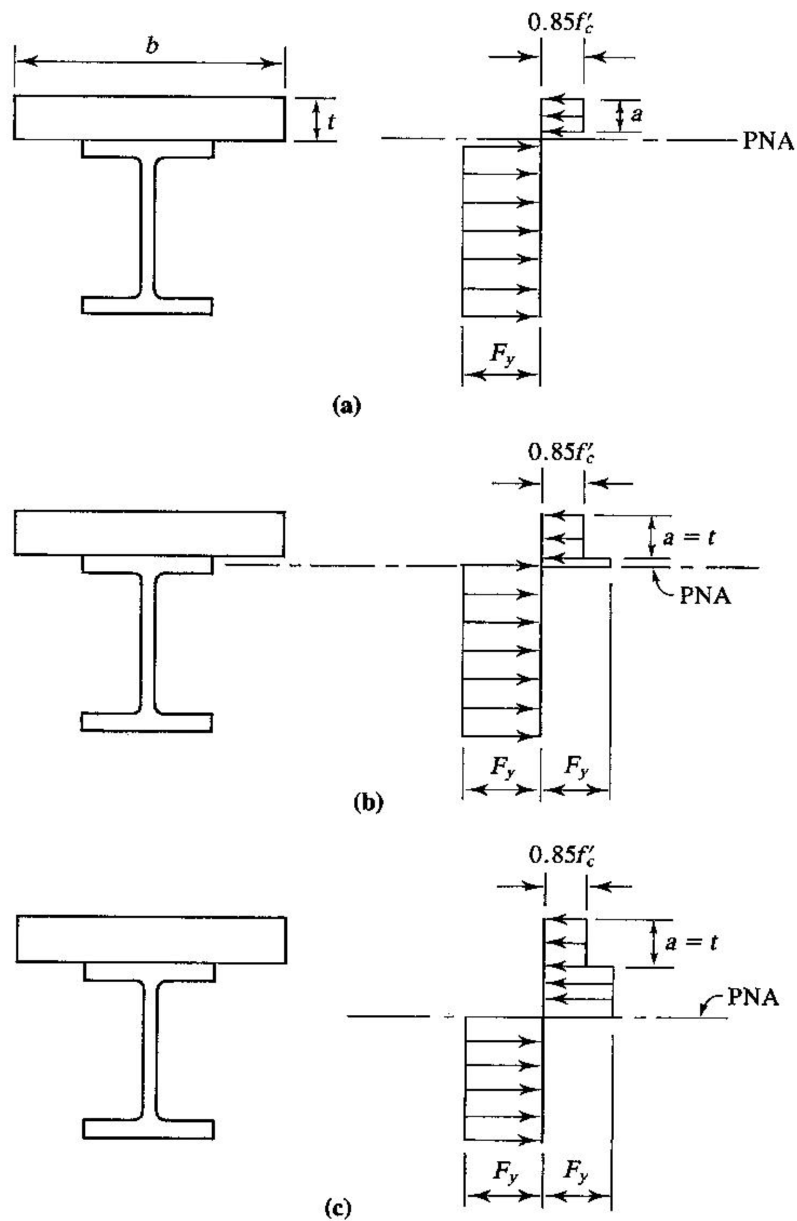
1. $A_s F_y$
2. $0.85 f'_c A_c$
3. $\sum Q_n$

ដែល A_s = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ដែកធ្នឹម

A_c = ក្រឡាផ្ទៃរបស់បេតុង $= tb$ (មើលរូបទី ៩.៧)

$\sum Q_n$ = រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់សរុបរបស់ shear connector

លទ្ធភាពទីមួយៗបង្ហាញពីកម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងដែក និងបេតុង ។ នៅពេលដែលលទ្ធភាពទីមួយលុប គេប្រើដែកទាំងមូល ហើយគេអនុវត្តការបែងចែងកុងត្រាំងរបស់រូបទី ៩.៧ a ។ លទ្ធភាពទីពីរត្រូវគ្នានឹងបេតុងដែលលុប ហើយ PNA ស្ថិតនៅក្នុងដែក (រូបទី ៩.៧ b ឬ c) ។ ករណីទីបីលុបតែនៅពេលដែលគេប្រើ shear connector តិចជាងតម្រូវការសម្រាប់ full composite behavior ដែលធ្វើឱ្យកើតមាន partial composite behavior ។ ទោះបីជា partial composite action អាចកើតមានជាមួយនឹងកម្រាលខណ្ឌតាន់ ឬកំរាលខណ្ឌដែលកើតពី steel deck ក៏ដោយ ក៏វាត្រូវបានយកមកនិយាយនៅក្នុងកថាខណ្ឌ ៩.៧, “Composite Beams with Formed Steel Deck” ។



ឧទាហរណ៍ ៩.២: គណនា design strength របស់ធ្នឹមសមាសរបស់ឧទាហរណ៍ ៩.១ ។ សន្មត់ថាគេមាន shear connector គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ full composite behavior ។

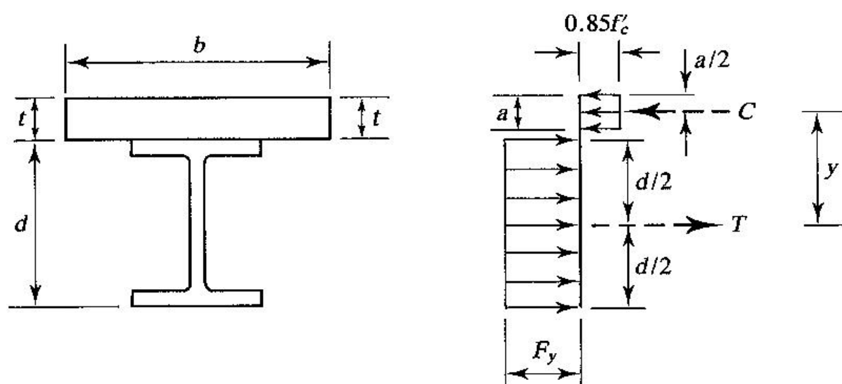
ដំណោះស្រាយ: កំណត់កម្លាំងសង្កត់ C នៅក្នុងបេតុង (កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងបេតុង និងដែក) ។ ដោយសារវាជា full composite action កម្លាំងដែលមានតម្លៃតូចជាងគឺ $A_s F_y$ និង $0.85 f'_c A_c$:

$$A_s F_y = 10.6(36) = 381.6 kips$$

$$0.85 f'_c A_c = 0.85(4)(5 \times 87) = 1479 kips$$

កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងដែកលុប $C = 381.6 kips$ ។

នេះមានន័យថាគេមិនត្រូវការកម្រាស់ទាំងមូលរបស់បេតុងដើម្បីបង្កើតកម្លាំងសង្កត់ដែលត្រូវការទេ។ គេទទួលបាន ការបែងចែកកុងត្រាំងនៅក្នុងរូបទី ៩.៨ ។



គេក៏អាចគណនាកម្លាំងសង្កត់រួមដូចខាងក្រោម

$C = 0.85 f'_c ab$

នោះយើងបាន $a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{381.6}{0.85(4)(87)} = 1.290 in.$

កម្លាំង C នឹងស្ថិតនៅលើទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃរងការសង្កត់នៅកម្ពស់ $a/2$ ពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់កម្រាលខណ្ឌ។ កម្លាំងទាញផ្ទុយ T (ស្មើនឹង C) នឹងស្ថិតនៅទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃដែក។ ដៃឃ្នាស់របស់ couple ត្រូវបានបង្កើតឡើងដោយ C និង T គឺ

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = \frac{15.86}{2} + 5 - \frac{1.290}{2} = 12.28 in.$$

Nominal strength គឺម៉ូម៉ង់ couple ឬ

$$M_n = Cy = Ty = 381.6(12.28) = 4686 in.kips = 390.5 ft - kips$$

ហើយ design strength គឺ

$$\phi_b M_n = 0.85(390.5) = 332 ft - kips$$

ចម្លើយ: design strength $= 332 ft - kips$

នៅពេលដែលវាមាន full composite behavior ឧទាហរណ៍ ៩.២ ជាគំរូសម្រាប់លក្ខខណ្ឌនេះ ។ ការវិភាគសម្រាប់ករណី PNA ដែលមានទីតាំងស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែកនឹងត្រូវបានរក នៅពេលដែលគេដឹងថាវាជា partial composite action ។

៩.២. ការសាងសង់ដោយមានការទប់ និងដោយមិនមានការទប់

Shored Versus Unshored Construction

ទាល់តែបេតុងរឹងមាំ នឹងវាទទួលបាននូវ design strength របស់វា (យ៉ាងតិច 75% នៃរេស៊ីស្តង់សង្កត់នៅ28 ថ្ងៃ f'_c) នោះមានមិនមានការធ្វើការជាសមាស (composite behavior) ទេ ហើយទម្ងន់របស់កម្រាលដាច់ខាតត្រូវបានទ្រដោយមធ្យោបាយផ្សេងៗ ។ នៅពេលដែលបេតុងរឹងមាំ វាអាចធ្វើការជាគ្រឿងបង្គុំសមាស ហើយកម្លាំងអនុវត្តន៍បន្តបន្ទាប់ត្រូវបានទប់ទល់ដោយធ្នឹមសមាស ។ ប្រសិនបើធ្នឹមដែកត្រូវបានទ្រដោយចន្ទល់គ្រប់គ្រាន់តាមបណ្តោយប្រវែងរបស់វាមុននឹងបេតុងត្រូវបានចាក់ ទម្ងន់របស់បេតុងស្រស់នឹងត្រូវទ្រដោយចន្ទល់បណ្តោះអាសន្នច្រើនជាងដោយដែកធ្នឹម ។ នៅពេលដែលបេតុងរឹងមាំ ចន្ទល់បណ្តោះអាសន្នត្រូវបានរុះរើចេញ ហើយទម្ងន់របស់កម្រាលខណ្ឌក៏ដូចជាបន្ទុកបន្ថែមនឹងត្រូវទ្រដោយធ្នឹមសមាស ។ ប៉ុន្តែប្រសិនបើគេមិនប្រើចន្ទល់ rolled steel shape មិនត្រឹមតែទ្រទម្ងន់ផ្ទាល់របស់វាប៉ុណ្ណោះទេ ប៉ុន្តែវាត្រូវទ្រទម្ងន់របស់កម្រាលខណ្ឌ និងពុម្ពក្នុងពេលបេតុងធ្វើការរឹងមាំ ។ នៅពេលដែលគេទទួលបាន composite behavior បន្ទុកបន្ថែមទាំងបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរនឹងត្រូវទ្រដោយធ្នឹមសមាស ។ យើងនឹងពិចារណាលក្ខខណ្ឌខុសគ្នាដោយលំអិតដូចខាងក្រោម ។

គ្មានចន្ទល់: មុនពេលបេតុងរឹងមាំ Unshored: Before Concrete cures

AISC I3.4 ទាមទារថា នៅពេលដែលគេមិនប្រើចន្ទល់ ដែកធ្នឹមតែឯងដាច់ខាតត្រូវតែមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់ដើម្បី ទប់ទល់នឹងបន្ទុកអនុវត្តន៍ទាំងអស់មុននឹងបេតុងទទួលបាន 75% នៃរេស៊ីស្តង់របស់វា ។ រេស៊ីស្តង់ទប់ការពត់ (flexural strength) ត្រូវបានគណនាដោយវិធីធម្មតា ដោយឈរលើ Charpter F of the Specification (ជំពូក ៥ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ) ។ ដោយអាស្រ័យទៅលើការគណនារបស់វា ពុម្ពសម្រាប់កម្រាលបេតុងអាចផ្តល់ ឬមិនអាចផ្តល់ lateral support សម្រាប់ដែកធ្នឹម ។ ប្រសិនបើវាមិនផ្តល់ជា lateral support សម្រាប់ដែកធ្នឹមទេ គេត្រូវយក unbraced length L_b មកគិត ហើយ lateral-torsional buckling អាចលុបលើ flexural strength ។ ប្រសិនបើគេមិនប្រើចន្ទល់បណ្តោះអាសន្នទេ ដែកធ្នឹមក៏អាចត្រូវបានប្រើដើម្បីទប់ទល់នឹងបន្ទុកសាងសង់បន្ទាប់បន្សំដែរ ។ ដើម្បីការពារបន្ទុកទាំងនេះ គេត្រូវបន្ថែមបន្ទុក $20lb/ft^2 = 1kN/m^2$ (Hansell et al., 1978) ។

គ្មានចន្ទល់: ក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ Unshored: After Concrete cures

ក្រោយពេលគេទទួលបាន composite behavior គ្រប់បន្ទុកដែលអនុវត្តជាបន្តបន្ទាប់ទាំងអស់ត្រូវបានទ្រដោយធ្នឹមសមាស។ ប៉ុន្តែ នៅពេលដាច់ គ្រប់បន្ទុកទាំងអស់ត្រូវបានទ្រដោយ couple ខាងក្នុង ដែលត្រូវគ្នានឹងការបែងចែកកុងត្រាំងនៅពេលដាច់។ ដូចនេះមុខកាត់សមាសត្រូវតែមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីទ្របន្ទុកទាំងនេះដែលរួមបញ្ចូលទាំងបន្ទុកដែលអនុវត្តទៅលើធ្នឹមដែកមុននឹងបេតុងរឹងមាំ។

ការសាងសង់ដោយទល់ Shored Construction

ក្នុងការសាងសង់ដោយប្រើចន្ទល់ គេពិចារណាតែធ្នឹមសមាស ដោយសារគេមិនត្រូវការឱ្យដែកធ្នឹមទ្រអ្វីផ្សេងពីបន្ទុកផ្ទាល់របស់វាទេ។

រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់ Shear Strength

AISC I3.6 តម្រូវឱ្យកម្លាំងកាត់ទាំងស់ត្រូវទប់ទល់ដោយទ្រនុងរបស់ដែកធ្នឹម ដែលផ្តល់ឱ្យនៅ ក្នុង Chapter F of the Specification។

ឧទាហរណ៍ ៩.៣: ដែក $W12\times50$ ធ្វើការរួមគ្នាជាមួយនឹងកម្រាលខណ្ឌបេតុងកម្រាស់ $4in.$ ។ ទទឹងកម្រាលខណ្ឌប្រសិទ្ធភាពគឺ $72in.$ ។ គេមិនប្រើចន្ទល់ ម៉ូម៉ង់ពត់ដែលអនុវត្តមកលើវាមានដូចតទៅ: បានមកពីទម្ងន់ធ្នឹម $M_{beam} = 13\ ft-kips$ បានមកពីទម្ងន់កម្រាលខណ្ឌ $M_{slab} = 77\,ft-kips$ និងពីបន្ទុកអថេរ $M_L = 38\,ft-kips$ ។ (នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ គេមិនគិតបន្ទុកសាងសង់បន្ថែមទេ) ។ ដែកដែលប្រើគឺ $A36$ ហើយ $f'_c = 4000\,psi$ ។ កំណត់ថាតើ flexural របស់ធ្នឹមនេះគ្រប់គ្រាន់ឬអត់។ សន្មត់ថាវាជា full composite action ហើយពុម្ពផ្តល់ជា lateral suppoet ដល់មុខកាត់ដែកមុនពេលបេតុងរឹងមាំ។

ដំណោះស្រាយ: មុនពេលបេតុងរឹងមាំ វាមានតែបន្ទុកអថេរប៉ុណ្ណោះ (មិនមានបន្ទុកសាងសង់នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះទេ) ។ ដូចនេះបន្សំបន្ទុក A4-1 លុប ហើយម៉ូម៉ង់មេគុណគឺ

$$M_u = 1.4(M_D) = 1.4(13+77) = 126\,ft-kips$$

ពី beam design chart នៅក្នុង Part 4 of the Manual សម្រាប់ដែក $A36$

$$\phi_b M_n = 195\,ft-kips > 126\,ft-kips \quad \text{(OK)}$$

ក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ ធ្នឹមសមាសត្រូវទប់ទល់នូវម៉ូម៉ង់មេគុណ

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2(13+77) + 1.6(38) = 168.8\,ft-kips$$

កម្លាំងសង្កត់ C ជាតម្លៃតូចជាងគេនៃ

$$A_s F_y = 14.7(36) = 529.2 kips$$

ឬ $$0.85 f'_c A_c = 0.85(4)(4 \times 72) = 979.2 kips$$

PNA គឺស្ថិតនៅក្នុងបេតុង ហើយ $C = 529.2 kips$ ។ ពីរូបទី ៩.៨ កម្ពស់របស់ប្លុកកុងត្រាំងសង្កត់គឺ

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{529.2}{0.85(4)(72)} = 2.162 in.$$

ដៃឃ្នាស់ម៉ូម៉ង់គឺ

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = \frac{12.19}{2} + 4 - \frac{2.162}{2} = 9.014 in.$$

design moment គឺ

$$\phi_b M_n = \phi_b C y = 0.85(529.2)(9.014) = 4055 in.kips = 338 ft-kips > 168.8 ft-kips \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: ធ្នឹមមានរេស៊ីស្តង់ពត់ (flexural strength) គ្រប់គ្រាន់ ។

ជាក់ស្តែង ការសាងសង់ដោយព្រើចន្ទល់មានប្រសិទ្ធភាពជាងការសាងសង់ដែលមិនប្រើចន្ទល់ ដោយសារគមិនប្រើមុខកាត់ដែកដើម្បីទ្រអ្វីផ្សេងក្រៅពីបន្ទុកខ្លួនវា ។ ក្នុងស្ថានភាពខ្លះ ការប្រើប្រាស់ចន្ទល់អាចឱ្យគេប្រើប្រាស់មុខកាត់ធ្នឹមដែកតូចជាង ។ ប៉ុន្តែ គ្រឿងបង្គុំសមាសជាច្រើនមិនមានប្រើចន្ទល់ទេ ដោយសារតម្លៃបន្ថែមរបស់ចន្ទល់ ជាពិសេសថ្លៃពលកម្ម ចំណាយអស់តិចជាងការសន្សំសំចៃលើទម្ងន់ដែក ។

៩.៣. ទទឹងស្លាបប្រសិទ្ធភាព (Effect Flange Width)

ផ្នែករបស់កម្រាលខណ្ឌដែលធ្វើការជាគ្រឿងបង្គុំសមាសជាមួយនឹងដែកធ្នឹមជាអនុគមន៍ទៅនឹងកត្តាជាច្រើន ដែលរួមមានប្រវែងល្វែង និងគំលាតធ្នឹម ។ AISC I3.1 តម្រូវឱ្យទទឹងប្រសិទ្ធភាពរបស់កម្រាលខណ្ឌនៅលើផ្នែកនីមួយៗរបស់អ័ក្សធ្នឹមគឺតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម:

1. មួយភាគប្រាំបីនៃប្រវែងល្វែង ។
2. មួយភាគពីរនៃគំលាតធ្នឹមដែលគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស ។
3. ចម្ងាយពីអ័ក្សធ្នឹមទៅជ្រុងគែមរបស់កម្រាល ។

លក្ខខណ្ឌទីបីត្រូវបានអនុវត្តចំពោះតែធ្នឹមខាងប៉ុណ្ណោះ ដូចនេះសម្រាប់ធ្នឹមខាងក្នុង ទទឹងប្រសិទ្ធភាពទាំងមូលត្រូវមានតម្លៃតូចជាងគេនៃមួយភាគបួននៃប្រវែងល្វែង ឬគំលាតរបស់ធ្នឹមដែលគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស (ដោយសន្មត់ថាធ្នឹមមានគំលាតស្មើ) ។

ឧទាហរណ៍ ៩.៤: ប្រព័ន្ធកម្រាលដែលផ្សំឡើងដោយដែកធ្នឹម $W12\times 44$ ដែលមានគំលាតពីគ្នា $9\,ft$ និងទ្រកម្រាលបេតុងអារម៉េកម្រាស់ $4.5in.$ ។ ប្រវែងល្វែងគឺ $30\,ft$ ។ ដោយបន្ថែមពីលើទម្ងន់របស់កម្រាល គេមានបន្ទុកជញ្ជាំងខណ្ឌ $20\,psf$ និងបន្ទុកអថេរ $125\,psf$ ។ ដែកជាប្រភេទ $A36$ ហើយរេស៊ីស្តង់របស់បេតុងគឺ $f'_c = 4000\,psi$ ។ ចូរធ្វើការអង្កេតធ្នឹមខាងក្នុងដោយគោរពតាម AISC Specificastion ប្រសិនបើគេមិនប្រើចន្ទល់បណ្តោះអាសន្ន។ សន្មត់ full lateral support ក្នុងអំឡុងពេលសាងសង់ ហើយបន្ទុកសាងសង់បន្ថែមគឺ $20\,psf$ ។ គេផ្តល់នូវ shear connector គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ full composite action ។

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកដែលអនុវត្តមុនពេលបេតុងរឹងមាំរួមមានទម្ងន់របស់កម្រាលខណ្ឌ $(4.5/12)(150) = 56.25\,psf$ ។(ទោះបីជា normal-weight concrete មានទម្ងន់ $145\,psf$, តែបេតុងអារម៉េត្រូវបានសន្មត់ថាមានទម្ងន់ $150\,psf$) ។ សម្រាប់ធ្នឹមដែលមានគំលាត $9\,ft$ បន្ទុកអថេរគឺ

$$56.25\times 9t = 506 lb/ft$$
$$+ \text{ទម្ងន់ធ្នឹម} = 44 lb/ftt$$
$$550 lb/ft$$

បន្ទុកសាងសង់គឺ $20(9) = 180 lb/ft$ ដែលត្រូវបានគិតជាបន្ទុកអថេរ ។ បន្ទុក និងម៉ូម៉ង់មេគុណគឺ

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(550) + 1.6(180) = 948 lb/ft$$
$$M_u = \frac{1}{8}(0.948)(30)^2 = 106.6\,ft-kips$$

ពី load Factor Design Selection Table

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 258\,ft-kips > 106.6\,ft-kips \qquad \text{(OK)}$$

ក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ បន្ទុកសាងសង់មិនមានធ្វើអំពើទៀតទេ តែបន្ទុលជញ្ជាំងខណ្ឌធ្វើអំពើវិញម្តង ហើយវាត្រូវបានគិតជាបន្ទុកថេរ (មើលឧទាហរណ៍ ៥.១៣):

$$w_{part} = 20(9) = 180 lb/ft$$

$$w_D = 506 + 44 + 180 = 730 lb/ft$$

បន្ទុកអថេរជា

$$w_L = 125(9) = 1125 lb/ft$$

បន្ទុកអថេរ និងម៉ូម៉ង់អថេរគឺ

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(730) + 1.6(1125) = 2676 lb/ft$$
$$M_u = \frac{1}{8}(2.676)(30)^2 = 301\,ft-kips$$

ទទឹងប្រសិទ្ធភាពជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$\frac{span}{4} = \frac{30(12)}{4} = 90in.$$

គំលាតធ្នឹម $= 9(12) = 108in.$

ដោយសារគ្រឿងបង្កប់ដែលត្រូវគណនាជាធ្នឹមខាងក្នុង លក្ខខណ្ឌទីបីមិនអាចអនុវត្តបាន។ យក $b = 90in.$ ជាទទឹងស្លាបប្រសិទ្ធភាព។ នោះ តាមការបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.៩ កម្លាំងសង្កត់ត្រូវតែជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$A_s F_y = 13(36) = 468kips$$

ឬ $$0.85 f'_c A_c = 0.85(4)(4.5)(90) = 1377kips$$

យក $C = 468kips$ ។ ពីរូបទី ៩.៩

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{468}{0.85(4)(90)} = 1.529in.$$

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = 10.33 + 4.5 - \frac{1.529}{2} = 14.07in.$$

$$\phi_b M_n = \phi_b C y = 0.85(468)(14.07) = 5595in.-kips = 466 ft-kips > 301 ft-kips \text{ (OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់

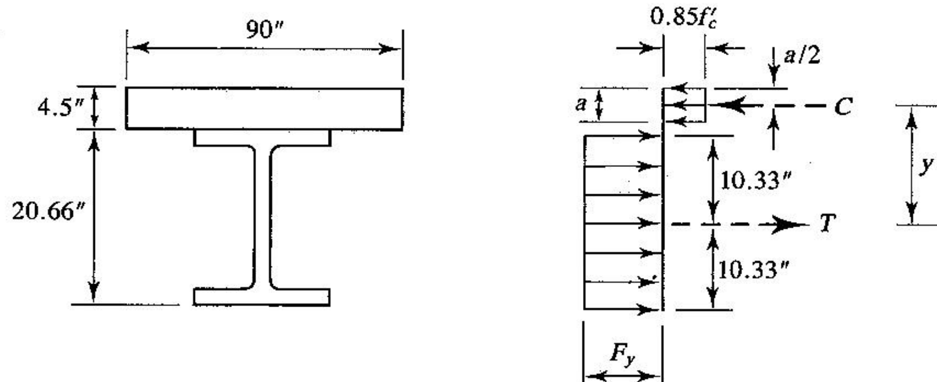
$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{2.676(30)}{2} = 40.1kips$$

ពីតារាងបន្ទុកពង្រាយស្មើមេគុណ (facored uniform load tables)

$$\phi_v V_n = 141kips > 40.1kips$$

ចម្លើយ: ធ្នឹមពិតជាគោរពតាម AISC Specification ។

FIGURE 9.9



៩.៤. Shear Connectors

ដូចដែលយើងបានឃើញរួចមកហើយ កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកដែលកើតឡើងចន្លោះបេតុង និងដែកស្មើនឹងកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុង C ។ យើងសំគាល់កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនេះដោយ V_h ។ ដូចនេះ V_h ជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម A_sF_y, $0.85f'_c A_c$ ឬ ΣQ_n ។ ប្រសិនបើ A_sF_y ឬ $0.85f'_c A_c$ លុប វានឹងមាន full composite action ហើយគេត្រូវការចំនួន shear connectors ចន្លោះម៉ូម៉ង់សូន្យ និងម៉ូម៉ង់អតិបរមាគឺ

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} \qquad (9.2)$$

ដែល Q_n ជា nominal shear strength របស់ connector មួយៗ ។ Connectors ចំនួន $N1$ គួរត្រូវបានដាក់ដោយមានគំលាតស្មើៗគ្នាលើប្រវែងដែលវាតម្រូវ ។ AISC Specification ឱ្យសមីការសម្រាប់រេស៊ីស្តង់ទាំង stud connector និង channel shear connector ។ ដូចដែលបានបង្ហាញពីដំបូង stud connector ជាប្រភេទដែលគេនិយមប្រើជាងគេ ហើយយើងពិចារណាតែប្រភេទនេះ ។ សម្រាប់ stud shear connector មួយ

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \le A_{sc}F_u \qquad \text{(AISC Equation I5-1)}$$

ដែល A_{sc} = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ stud

f'_c = រេស៊ីស្តង់រងការសង្កត់នៅ 28 ថ្ងៃ

E_c = ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុង

F_u = រេស៊ីស្តង់រងការទាញរបស់ stud

សម្រាប់ stud ដែលប្រើជា shear connector នៅក្នុងធ្នឹមសមាស រេស៊ីស្តង់រងការទាញ F_u គឺ $60ksi$ ។ តម្លៃដែលឱ្យដោយ AISC Equation I5-1 គឺឈរលើការពិសោធន៍ (Ollgaard, Stutter, and Fisher, 1971) ។ គេមិនប្រើមេគុណរេស៊ីស្តង់សម្រាប់ Q_n ទេ flexural resistance factor ϕ_b បានគិតសម្រាប់គ្រប់រេស៊ីស្តង់ដែលមានភាពមិនប្រក្រតី ។

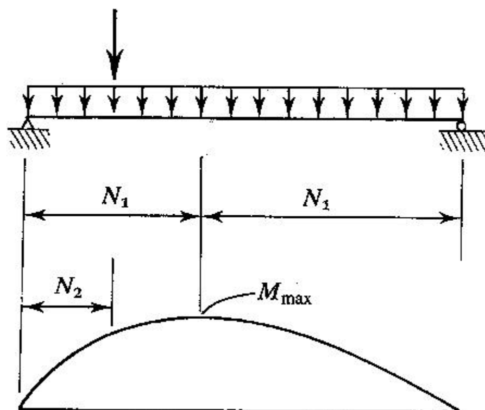
សមីការ 9.2 ឱ្យចំនួន shear connector ដែលត្រូវការនៅចន្លោះចំណុចម៉ូម៉ង់សូន្យ និងចំណុចម៉ូម៉ង់អតិបរមា ។ ដូចនេះ សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញដែលទ្រទម្ងន់ពង្រាយស្មើ គេត្រូវការ connector ចំនួន $2N_1$ ហើយ ពួកវាមានគំលាតស្មើៗគ្នា ។ នៅពេលមានបន្ទុកចំចំណុច AISC I5-6 ទាមទារឱ្យដាក់ connector ចំនួន N_1 នៅ ចន្លោះបន្ទុកចំចំណុច និងចំណុចម៉ូម៉ង់សូន្យដែលនៅក្បែរដើម្បីបង្កើតម៉ូម៉ង់ដែលទាមទារនៅត្រង់បន្ទុក ។ ផ្នែកនេះ ត្រូវបានគេសំគាល់ដោយ N_2 ហើយតម្រូវការនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១០ ។ ចំណាំថាចំនួន shear connector សរុបមិនទទួលឥទ្ធិពលពីតម្រូវការនេះទេ ។

តម្រូវការផ្សេងៗសម្រាប់ Headed Struds (AISC I5)

Miscellaneous Requirements for Headed Studs (AISC I5)

- អង្កត់ផ្ចិតអតិបរមា $= 2.5\times$ កម្រាស់របស់ដែកធ្នឹម
- ប្រវែងអប្បបរមា $= 4\times$ អង្កត់ផ្ចិត stud
- គំលាតតាមបណ្តោយអប្បបរមា (ពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស) $= 6\times$ អង្កត់ផ្ចិត stud
- គំលាតតាមបណ្តោយអតិបរមា (ពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស) $= 8\times$ កម្រាស់កម្រាលខណ្ឌ
- គំលាតតាមទទឹងអប្បបរមា (ពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស) $= 4\times$ អង្កត់ផ្ចិត stud
- lateral cover អប្បបរមា $= 1in. = 25mm$ (មិនមានការកំណត់សម្រាប់ vertical cover អប្បបរមា)

FIGURE 9.10



AWS Structural Code (AWS 1996) រាយជាបញ្ជីនូវអង្កត់ផ្ចិត stud ស្តង់ដារជា $1/2$, $5/8$, $3/4$, $7/8$, និង $1in.$ ។ ដោយផ្ទុរផ្ទងអង្កត់ផ្ចិតនេះជាមួយនឹងប្រវែងអប្បបរមាដែលតម្រូវដោយ AISC យើងទទួលបានទំហំ stud ធម្មតាគឺ $1/2\times 2$, $5/8\times 2\frac{1}{2}$, $3/4\times 3$, $7/8\times 3\frac{1}{2}$ និង 1×4 (ប៉ុន្តែ គេក៏អាចប្រើ stud ដែលវែងជាងនេះដែរ) ។

ឧទាហរណ៍ ៩.៥: គណនា shear connectors សម្រាប់ប្រព័ន្ធកម្រាលនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៩.៤ ។

ដំណោះស្រាយ: សង្ខេបទិន្នន័យដែលបានទទួលពីឧទាហរណ៍ ៩.៤:

$W21\times 44$, ដែក $A36$

$f'_c = 4000\,psi$

កម្រាស់កម្រាលខណ្ឌ $t = 4.5in.$

ប្រវែងល្វែង $= 30\,ft$

ពីឧទាហរណ៍ ៩.៤ កម្លាំងកាត់តាមទិសដេក V_h ដែលត្រូវគ្នានឹង full composite action គឺ

$$V_h = C = 468kips$$

សាកល្បង stud $1/2 \times 2$ ។ អង្កត់អនុញ្ញាតអតិបរមាគឺ

$$2.5t_f = 2.5(0.450) = 1.125in. > 0.5in. \qquad \text{(OK)}$$

ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ shear connector មួយគឺ

$$A_{sc} = \frac{\pi(0.5)^2}{4} = 0.1963in.^2$$

ប្រសិនបើយើងសន្មត់បេតុងជាបេតុងទម្ងន់ធម្មតា (normal-weight concrete) ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុងគឺ

$$E_c = w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = (145)^{1.5}\sqrt{4} = 3492ksi$$

ពី AISC Equation I5-1 រេស៊ីស្តង់រងកម្លាំងកាត់របស់ connector មួយគឺ

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \le A_{sc}F_u$$

$$= 0.5(0.1963)\sqrt{4(3492)} = 11.60kips$$

$$A_{sc}F_u = 0.1963(60) = 11.78kips > 11.60kips \qquad \text{យក } Q_n = 11.60kips$$

ហើយ គំលាតតាមបណ្តោយអប្បបរមាគឺ $6d = 6(0.5) = 3in.$

គំលាតតាមទទឹងអប្បបរមាគឺ $4d = 4(0.5) = 2in.$

គំលាតតាមបណ្តោយអតិបរមាគឺ $8d = 8(4.5) = 36in.$

ចំនួន stud ដែលត្រូវការនៅចន្លោះចុងធ្នឹម និងកណ្តាលធ្នឹមគឺ

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{468}{11.60} = 40.3$$

យកចំនួនអប្បបរមា 41 សម្រាប់ពាក់កណ្តាលធ្នឹម ឬចំនួនសរុប 82 ។ ប្រសិនបើនៅត្រង់មុខកាត់នីមួយៗគេប្រើ stud ចំនួនមួយ គំលាតដែលចាំបាច់គឺ

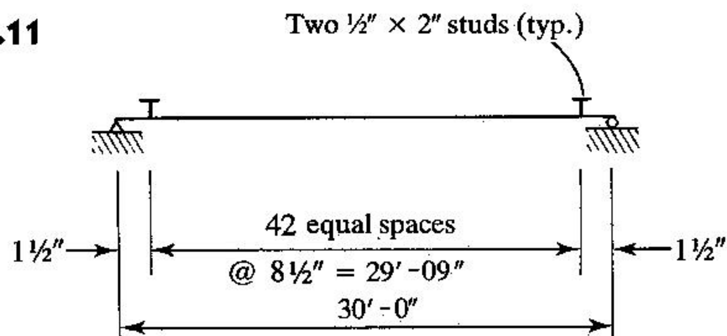
$$s = \frac{30(12)}{82} = 4.4in. \qquad \text{យក } s = 4in.$$

សម្រាប់មុខកាត់មួយប្រើ stud ពីរគ្រាប់

$$s = \frac{30(12)}{82/2} = 8.8in. \qquad \text{យក } s = 8.5in.$$

ការតំរៀប stud មួយណាក៏មានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ ហើយគំលាតមួយណាក៏ស្ថិតនៅចន្លោះដែនកំណត់ទាបបំផុត និងដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុត ។ ការតំរៀប stud ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១១ ។ ទោះបីជាការតំរៀបនេះត្រូវការ shear connector ច្រើនជាងតម្រូវការក៏ដោយ តែគេងាយស្រួលក្នុងការទទួលបានគំលាតតាមតម្រូវការ ។

ចម្លើយ: ប្រើ stud ចំនួន 86 ដើមដែលមានទំហំ $1/2in.\times 2in.$ តំរៀបដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ៩.១១ ។



៩.៥. ការគណនាមុខកាត់ (Design)

ជំហានដំបូងក្នុងការគណនាមុខកាត់របស់ប្រព័ន្ធកម្រាលខណ្ឌគឺជាការជ្រើសរើសកម្រាស់របស់កម្រាលខណ្ឌ ទោះបីវាជាកម្រាលតាន់ ឬកម្រាលរនូត (ដែលបានពី steel deck) ក៏ដោយ ។ កម្រាស់ជាអនុគមន៍ទៅនឹងគំលាតធ្នឹម និងបន្សំជាច្រើននៃកម្រាស់កម្រាល និងគំលាតធ្នឹមដែលត្រូវការការអង្កេត ដូចនេះគេនឹងអាចរកបាននូវប្រព័ន្ធកម្រាល ដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចបំផុត ។ ការគណនាកម្រាលខណ្ឌមិនត្រូវបានលើកយកមកនិយាយនៅក្នុងសៀវភៅនេះទេ ប៉ុន្តែយើងសន្មត់ថាយើងស្គាល់កម្រាស់កម្រាលខណ្ឌ និងគំលាតធ្នឹម ។ ដោយការធ្វើសន្មត់បែបនេះ យើងអាចអនុវត្តនូវជំហានខាងក្រោមដើម្បីបំពេញនូវការគណនាប្រព័ន្ធកម្រាលខណ្ឌ ដែលគ្មានចន្ទល់ ។

1. កំណត់ម៉ូម៉ង់មេគុណដែលធ្វើអំពើមុន និងក្រោយបេតុងរឹងមាំ
2. ជ្រើសរើសមុខកាត់ដែកធ្នឹមសាកល្បង
3. គណនា design strength របស់ដែកធ្នឹម នឹងប្រៀបធៀបវាជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់មេគុណដែលធ្វើអំពើមុនពេលបេតុងរឹងមាំ ។ គេត្រូវយក unbraced length មកគិត ប្រសិនបើពុម្ពមិនបានផ្តល់ជា lateral support គ្រប់គ្រាន់ ។ ប្រសិនបើមុខកាត់ដែកធ្នឹមនេះមិនគ្រប់គ្រាន់ គេត្រូវសាកល្បងមុខកាត់ធំជាងនេះ ។
4. គណនា design strength របស់មុខកាត់សមាស និងប្រៀបធៀបវាទៅនឹងម៉ូម៉ង់មេគុណសរុប ។ ប្រសិនបើមុខកាត់សមាសមិនគ្រប់គ្រាន់ ជ្រើសរើសមុខកាត់ដែកធ្នឹមផ្សេងទៀតសម្រាប់សាកល្បង ។

5. ត្រួតពិនិត្យរេស៊ីស្តង់រងកម្លាំងកាត់ (shear strength) របស់ដែកធ្នឹម ។

6. គណនា shear connectors:

   a. គណនា V_h , កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងបេតុង និងដែក ។

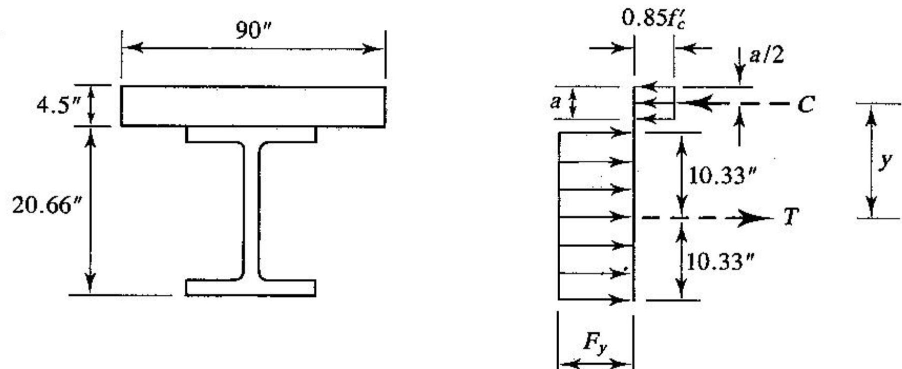
   b. ចែកកម្លាំងនេះដោយ Q_n (រេស៊ីស្តង់រងកម្លាំងកាត់របស់ connector ទោល) ដើម្បីទទួលបានចំនួន chear connector សរុបដែលត្រូវការ ។ ចំនួន connector នេះនឹងផ្តល់នូវ full composite action ។ ប្រសិនបើគេចង់បាន partial composite behavior គេអាចកាត់បន្ថយចំនួន connectors នេះ (មានបកស្រាយនៅក្នុងផ្នែកទី ៩.៧)

7. ត្រួតពិនិត្យភាពដាប (ត្រូវបានបកស្រាយនៅក្នុងផ្នែកទី ៩.៦)

ការងារដ៏សំខាន់នៅក្នុងដំណើរការ trial-and-orror ដែលបានរៀបរាប់ខាងលើនេះគឺការជ្រើសរើសមុខកាត់ដែកធ្នឹមសាកល្បង ។ រូបមន្តដែលនឹងឱ្យនូវក្រឡាផ្ទៃចាំបាច់ (ឬអាចនិយាយម្យ៉ាងទៀតគឺទម្ងន់ដែលត្រូវការលើប្រវែងឯកត្តា) អាចកើតឡើងបាន ប្រសិនបើគេសន្មត់កម្ពស់ធ្នឹម ។ ដោយសន្មត់វាធ្វើការជាគ្រឿងបង្គុំសមាសទាំងស្រុង (full composite action) ហើយ PNA ស្ថិតនៅក្នុងកម្រាលខណ្ឌ (ដែលមានន័យថា ដែកធ្នឹមលុប ហើយវាជាករណីដែលគេច្រើនជួបប្រទះជាងគេ) យើងអាចសរសេរ design strength (ដោយយោងទៅលើរូបទី ៩.១២) ជា

$$\phi_b M_n = \phi_b (Ty) = \phi_b (A_s F_y y)$$

FIGURE 9.9



ដោយដាក់ឱ្យ design strength ស្មើនឹងម៉ូម៉ង់មេគុណ ហើយដោះស្រាយរក A_s យើងទទួលបាន

$$\phi_b A_s F_y y = M_u \quad \text{និង} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_b F_y y}$$

ឬ

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_b F_y (d/2 + t - a/2)} \qquad (9.3)$$

គេក៏អាចសរសេរសមីការ 9.3 វាជាទម្ងន់ជាងការសរសេរជាក្រឡាផ្ទៃ។ ដោយសារប្រវែង $1ft$ មានមាឌ $A_s/144ft^3$ ហើយដែកគ្រឿងបង្គុំមានទម្ងន់មាឌ $490lb/ft^3$

$$w=\frac{A_s}{144}(490)=3.4A_s lb/ft \quad (\text{សម្រាប់ } A_s \text{ គិតជា } in.^2)$$

ពីសមីការ 9.3 ដូចនេះទម្ងន់ដែលប៉ាន់ស្មានក្នុងមួយ ft គឺ

$$w=\frac{3.4M_u}{\phi_b F_y(d/2+t-a/2)}lb/ft \qquad (9.4)$$

ដែល M_u គិតជា $in.-kips$, F_y គិតជា ksi, ហើយ d, t និង a គិតជា $in.$ ។ គេអាចប្រើសមីការ 9.3 ឬ 9.4 ដើម្បីជ្រើសរើសមុខកាត់សាកល្បង។ សមីការទាំងពីរទាមទារនូវកម្ពស់ដែលសន្មត់ និងការប៉ាន់ស្មាន $a/2$ ។ ដូចនេះ ជាទូទៅប្លុកកុងត្រាំងមានកម្ពស់តូចណាស់ កម្រិតលំអៀងក្នុងការគណនា $a/2$ នឹងមានឥទ្ធិពលតិចតួចលើតម្លៃដែលបានគណនា A_s ។ គេសន្មត់ $a/2=1.0$ ។

ប្រសិនបើគេប្រើសមីការ 9.4 ហើយគេសន្មត់ nominal depth d នោះគេអាចធ្វើការជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បងបានយ៉ាងងាយស្រួល។ ការប្រើសមីការនេះក៏ផ្តល់នូវការគណនាទម្ងន់ធ្នឹមដោយផ្ទាល់។

ឧទាហរណ៍ ៩.៦: ប្រវែងល្វែងរបស់ប្រព័ន្ធកម្រាលគឺ $30ft$ ហើយគំលាតធ្នឹមគឺ $10ft$ ដោយគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស។ ជ្រើសរើស rolled steel shape និង shear connector ដែលចាំបាច់ដើម្បីទទួលបានការធ្វើការជាគ្រឿងសមាសទាំងស្រុងជាមួយនឹងកម្រាលខណ្ឌបេតុងអារម៉េកម្រាស់ $3.5in.$ ។ បន្ទុកបន្ថែមដែលមានអំពើលើកម្រាលខណ្ឌរួមមានបន្ទុកជញ្ជាំងខណ្ឌ $10psf$ និងបន្ទុកអថេរ $55psf$ ។ រេស៊ីស្តង់បេតុងគឺ $f'_c=4000psi$ និងដែកដែលប្រើជាប្រភេទ $A36$ ។ សន្មត់ថាធ្នឹមមាន full lateral support ក្នុងអំឡុងពេលសាងសង់ ហើយមានបន្ទុកសាងសង់ $20psf$ ។

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកដែលត្រូវទ្រមុនពេលបេតុងរឹងមាំគឺ

កម្រាលខណ្ឌ: $(3.5/12)(150)=43.75psf$

ទម្ងន់ក្នុង $1ft$: $43.75(10)=437.5lb/ft$

បន្ទុកសាងសង់: $20(10)=200lb/ft$

(ទម្ងន់ធ្នឹមនឹងត្រូវគិតនៅពេលក្រោយ)

បន្ទុកដែលត្រូវទ្រក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំគឺ

$w_{part}=10(10)=100lb/ft$

$w_D=w_{slab}+w_{part}=437.5+100=537.5lb/ft$

$$w_L = 55(10) = 550 lb/ft$$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.5375) + 1.6(0.550) = 1.525 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}(1.525)(30)^2 = 171.6 ft - kips$$

សាកល្បងកម្ពស់ $d = 16in.$ ។ ពីសមីការ 9.4 ទម្ងន់ធ្នឹមដែលបានគណនាគឺ

$$w = \frac{3.4M_u}{\phi_b F_y (d/2 + t - a/2)} = \frac{3.4(171.6 \times 12)}{0.85(36)(16/2 + 3.5 - 1)} = 21.8 lb/ft$$

សាកល្បង $W16 \times 26$ ។ ត្រួតពិនិត្យធ្នឹមដែកដោយមិនមានចន្ទល់សម្រាប់បន្ទុកដែលអនុវត្តមុនពេលបេតុងរឹងមាំ (ទម្ងន់របស់កម្រាលខណ្ឌ ទម្ងន់របស់ធ្នឹម និងបន្ទុកសាងសង់)

$$w_u = 1.2(0.4375 + 0.026) + 1.6(0.200) = 0.8762 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}(0.8762)(30)^2 = 98.6 ft - kips$$

ពី Load Factor Design Selection Table

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 119 ft - kips > 98.6 ft - kips \qquad \text{(OK)}$$

ក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ និងក្រោយពេលដែលគេទទួលបាន composite behavior

$$w_D = w_{slab} + w_{part} + w_{beam} = 0.4375 + 0.100 + 0.016 = 0.5535 kips/ft$$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.5535) + 1.6(0.550) = 1.544 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}(1.544)(30)^2 = 174 ft - kips$$

មុនពេលគណនា design strength របស់មុខកាត់សមាស ដំបូងយើងត្រូវកំណត់ទទឹងស្លាបប្រសិទ្ធភាព។ សម្រាប់ធ្នឹមខាងក្នុង ទទឹងប្រសិទ្ធភាពជាតម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$\frac{\text{span}}{4} = \frac{30(12)}{4} = 90in. \qquad \text{ឬ} \qquad \text{គំលាតធ្នឹម} = 10(12) = 120in.$$

យក $b = 90in.$ ។ សម្រាប់ full composite behavior កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុងនៅ ultimate (ស្មើនឹងកម្លាំង កាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងបេតុង និងដែក) ជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$A_s F_y = 7.68(36) = 276.5 kips$$

ឬ $\qquad 0.85 f'_c A_c = 0.85(4)(90)(3.5) = 1071 kips$

យក $C = V_h = 276.5 kips$ ។ កម្ពស់ប្លុកកុងត្រាំងសង្កត់នៅក្នុងកម្រាលខណ្ឌគឺ

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{276.5}{0.85(4)(90)} = 0.9036in.$$

ហើយដៃឃ្នាស់របស់ internal resisting couple គឺ

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = \frac{15.69}{2} + 3.5 - \frac{0.9036}{2} = 10.89in.$$

design flexural strength គឺ

$\phi_b M_n = \phi_b(Cy) = 0.85(276.5)(10.89) = 2550in.kips = 213ft - kips > 174ft - kips$ ឡើងវិញ ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{1544(30)}{2} = 23.2kips$$

ពី factored uniform load tables

$$\phi_v V_n = 76.3kips > 23.2kips \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: ប្រើ $W16 \times 26$

គេត្រូវការម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុងដើម្បីគណនា shear connector ។ ពីឧទាហរណ៍ ៩.៥, $E_c = 3492ksi$ សម្រាប់បេតុងធម្មតាជាមួយនឹង $f'_c = 4000psi$ ។ សាកល្បង stud $1/2 \times 2in.$ ($A_{sc} = 0.1963in.^2$)

អង្កត់ផ្ចិតអតិបរមា $= 2.5t_f = 2.5(0.345) = 0.8625in. > 0.5in.$ (OK)

ពី AISC Equation I5-1, រេស៊ីស្តង់រងកម្លាំងកាត់របស់ connector មួយគឺ

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \le A_{sc}F_u$$

$$= 0.5(0.1963)\sqrt{4(3492)}$$

$$= 11.60kips$$

$$A_{sc}F_u = 0.1963(60) = 11.78kips > 11.60kips$$

ដូចនេះយក $Q_n = 11.60kips$

ចំនួន stud ដែលត្រូវការនៅចន្លោះចុងធ្នឹម និងកណ្តាលល្វែងគឺ

$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{276.5}{11.60} = 23.8$ ប្រើ 24 សម្រាប់ពាក់កណ្តាលធ្នឹម ឬជាសរុប 48

និង គំលាតតាមបណ្តោយអប្បបរមាគឺ $6d = 6(0.5) = 3in.$

គំលាតតាមទទឹងអប្បបរមាគឺ $4d = 4(0.5) = 2in.$

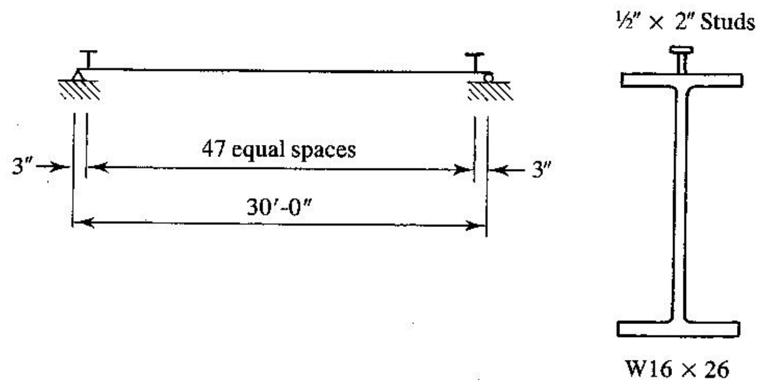
គំលាតតាមបណ្តោយអតិបរមាគឺ $8t = 8(3.5) = 28in.$

ប្រសិនបើគេប្រើ stud មួយសម្រាប់មុខកាត់នីមួយៗ គំលាតប្រហាក់ប្រហែលគឺ

$$s = \frac{30(12)}{48} = 7.5in.$$

គំលាតនេះស្ថិតនៅចន្លោះដែនខ្ពស់បំផុត និងដែនទាបបំផុត ដូចនេះវាបំពេញលក្ខខណ្ឌ ។

ចម្លើយ: យកការគណនាដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១៣ ។



៩.៦. ភាពដាប (Deflections)

ដោយសារម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់មុខកាត់បំលែង (transformed section) ធំ ដូចនេះភាពដាបរបស់ធ្នឹមសមាសនឹងតូចជាងធ្នឹមធម្មតា ។ ប៉ុន្តែ គេអាចទទួលបានម៉ូម៉ង់និចលភាពធំនេះតែក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំតែប៉ុណ្ណោះ ។ ភាពដាបដែលកើតឡើងដោយសារបន្ទុកអនុវត្តន៍មុនពេលបេតុងរឹងមាំត្រូវបានគណនាជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ធ្នឹមដែក ។ ភាពដាបបន្ថែមនឹងកើតឡើងនៅពេលដែលធ្នឹមរងនូវបន្ទុកថេរដូចជា ទម្ងន់របស់ជញ្ជាំងខណ្ឌ នៅក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ ។ តំបន់ម៉ូម៉ង់វិជ្ជមាន បេតុងនឹងរងកម្លាំងសង្កត់ជាប់រហូត ហើយរងនូវបាតុភូតដែលគេស្គាល់ថាជា creep ។ Creep ជាកំហូចទ្រង់ទ្រាយដែលកើតឡើងក្រោមអំពើរបស់បន្ទុកសង្កត់ ។ ក្រោយពេលកើតមានកំហូចទ្រង់ទ្រាយដំបូង កំហូចទ្រង់ទ្រាយបន្ថែមនឹងកើតមានឡើងដោយអត្រាយឺតលើរយៈពេលដ៏វែង ។ ឥទ្ធិពលនៅលើធ្នឹមសមាសគឺការកើនឡើងនូវកំណោង ដែលបណ្តាលឱ្យភាពដាបតាមបញ្ឈរកើនឡើងដែរ ។ គេអាចកំណត់តែភាពដាបរយៈពេលយូរ (long-term deflection) ដោយប្រើបច្ចេកទេសដែលគេនិយមប្រើ ។ បច្ចេកទេសនេះគឺប្រើមុខកាត់បេតុងដែលបានកាត់បន្ថយនៅក្នុងមុខកាត់បំលែង ដូចនេះគេនឹងទទួលបានម៉ូម៉ង់និចលភាពតូចជាងមុន ហើយគេនឹងទទួលបានភាពដាបធំជាងមុន ។ មុខកាត់ដែលបានកាត់បន្ថយត្រូវបានគណនាដោយប្រើ $2n$ ឬ $3n$ ជំនួសឱ្យផលធៀបម៉ូឌុលជាក់ស្តែង n ។ នៅក្នុងសៀវភៅនេះ យើងប្រើ $2n$ ។ ភាពដាបដែលកើនឡើងដោយ creep មិនត្រូវបានណែនាំដោយ AISC Specification ទេ ។

សម្រាប់ការសាងសង់ដោយគ្មានចន្ទល់ គេមានម៉ូម៉ង់និចលភាពបីខុសគ្នាសម្រាប់គណនា long-term deflection ៖

1. ប្រើ I_S , ម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ rolled steel shape

   សម្រាប់ភាពដាបដែលកើតឡើងដោយសារបន្ទុកអនុវត្តន៍មុនពេលបេតុងរឹងមាំ ។

2. ប្រើ I_{tr}, ម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ transfored section ដែលគណនាជាមួយនឹង b/n សម្រាប់ភាពដាប ដែលកើតឡើងដោយបន្ទុកអថេរ និងសម្រាប់ភាពដាបដំបូង (initial deflection) ដែលកើតដោយបន្ទុកថេរដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ។
3. ប្រើ I_{tr} ដែលគណនាជាមួយនឹង $b/2n$ សម្រាប់ long-term deflection ដែលកើតឡើងដោយសារបន្ទុកអថេរដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ។

ឧទាហរណ៍ ៩.៧: គណនាភាពដាបភ្លាមៗ (immediate deflection) និង long-term deflection សម្រាប់ធ្នឹមនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៩.៤។

ដំណោះស្រាយ: សង្ខេបទិន្នន័យពីឧទាហរណ៍ ៩.៤:

$W21\times44$, ដែក $A36$

កម្រាស់កម្រាលខណ្ឌ $t=4.5in.$ ហើយទទឹងប្រសិទ្ធភាពគឺ $b=90in.$

$f'_c=4000psi$

បន្ទុកអថេរដែលអនុវត្តមុនពេលបេតុងរឹងមាំគឺ $w_D=550lb/ft$ (កម្រាលខណ្ឌបូកនឹងធ្នឹម)

បន្ទុកសាងសង់គឺ $w_{const}=180lb/ft$

បន្ទុកអថេរគឺ $w_L=125(9)=1125lb/ft$

បន្ទុកជញ្ជាំងខណ្ឌគឺ $w_{part}=20(9)=180lb/ft$

ភាពដាបភ្លាមៗ:

សម្រាប់ធ្នឹមបូកនឹងកម្រាលខណ្ឌ $w=550lb/ft$

$$\Delta_1=\frac{5wL^4}{384EI_s}=\frac{5(0.55/12)(30\times12)^4}{384(29000)(843)}=0.41in.$$

សម្រាប់បន្ទុកសាងសង់ $w=180lb/ft$

$$\Delta_2=\frac{5wL^4}{384EI_s}=\frac{5(0.18/12)(30\times12)^4}{384(29000)(843)}=0.1342in.$$

ភាពដាបភ្លាមៗសរុបគឺ $\Delta_1+\Delta_2=0.41+0.1342=0.544in.$

សម្រាប់ភាពដាបដែលនៅសល់ គេត្រូវការម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់មុខកាត់បំលែងពីរគឺ I_{tr} ជាមួយនឹងទទឹងកម្រាលខណ្ឌបំលែង b/n និង I_{tr} ជាមួយនឹងទទឹងកម្រាលខណ្ឌបំលែង $b/2n$ ។ សម្រាប់បេតុងទម្ងន់ធម្មតាដែលមាន $f'_c=4000psi$, $E_c=3492ksi$ និងផលធៀបម៉ូឌុលគឺ

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3492} = 8.3 \qquad \text{យក } n = 8$$

សម្រាប់ភាពដាបរបស់មុខកាត់សមាសដែលមិនទាក់ទងនឹង creep ទទឹងប្រសិទ្ធភាពគឺ

$$\frac{b}{n} = \frac{90}{8} = 11.25in.$$

រូបទី ៩.១៤ បង្ហាញពីមុខកាត់បំលែងដែលត្រូវគ្នា។ ការគណនាសម្រាប់ទីតាំងអ័ក្សណឺត និងម៉ូម៉ង់និចលភាព ត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.៤។

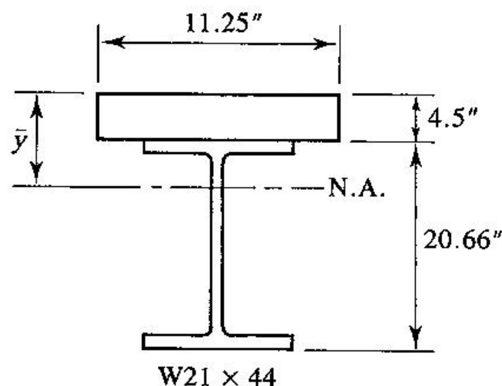
ភាពដាបដំបូងដែលបណ្តាលពីទម្ងន់ជញ្ជាំងខណ្ឌគឺ

$$\Delta_3 = \frac{5w_{part}L^4}{384EI_{tr}} = \frac{5(0.180/12)(30\times12)^4}{384(29000)(2566)} = 0.0441in.$$

ភាពដាបដែលបណ្តាលពីបន្ទុកអថេរគឺ

$$\Delta_4 = \frac{5w_L L^4}{384EI_{tr}} = \frac{5(1.125/12)(30\times12)^4}{384(29000)(2566)} = 0.2755in.$$

FIGURE 9.14



តារាង ៩.៤

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay	$\bar{I}$	d	$\bar{I}+Ad^2$
បេតុង	50.62	2.25	113.9	85.43	2.571	420
$W12\times44$	13.00	14.83	192.8	843	10.01	2146
	63.62		306.7			2566in.^{4}

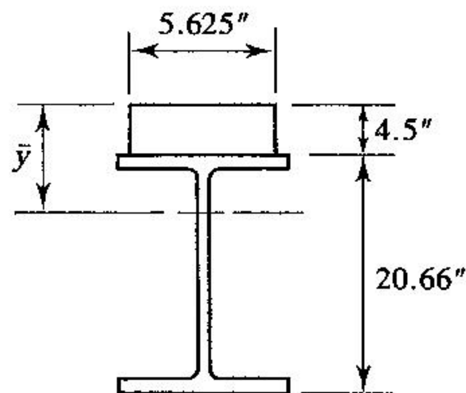
$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{306.7}{63.62} = 4.821$$

ភាពដាបរយៈពេលយូរដែលបណ្តាលពី creep ។ ប្រើទទឹងកម្រាលខណ្ឌបំលែង

$$\frac{b}{2n} = \frac{90}{2(8)} = 5.625in.$$

មុខកាត់បំលែងត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១៥ ។ ការគណនាទីប្រជុំទម្ងន់នឹង ម៉ូម៉ង់និចលភាពត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.៥ ។ ដោយហៅម៉ូម៉ង់និចលភាពនេះជា I'_{tr} យើងអាចគណនាភាពដាបរយៈពេលយូរដែលកើតឡើងដោយ creep គឺ

$$\Delta_5 = \frac{5w_{part}L^4}{384EI'_{tr}} = \frac{5(0.180/12)(30\times12)^4}{384(29000)(2245)} = 0.0504in.$$



តារាង ៩.៥

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay	$\bar{I}$	d	$\bar{I}+Ad^2$
បេតុង	25.31	2.25	56.95	42.71	4.269	504
$W12\times44$	13.00	14.83	192.8	843	8.311	1741
	38.31		249.8			2245in.^{4}

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{249.8}{38.31} = 6.519$$

ចម្លើយ: ខាងក្រោមនេះជាការសង្ខេបរបស់ភាពដាប

ភាពដាបភ្លាមៗមុនទទួលបាន composite behavior

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 0.4100 + 0.1342 = 0.544in.$$

ភាពដាបរយៈពេលខ្លីជាមួយនឹងជញ្ជាំងខណ្ឌដោយគ្មានបន្ទុកអថេរ

$\Delta_1 + \Delta_3 = 0.4100 + 0.0441 = 0.454 in.$

ភាពដាបរយៈពេលខ្លីដោយបន្ថែមបន្ទុកអថេរ

$\Delta_1 + \Delta_3 + \Delta_4 = 0.4100 + 0.0441 + 0.2755 = 0.730 in.$

ភាពដាបរយៈពេលវែងដោយគ្មានបន្ទុកអថេរ

$\Delta_1 + \Delta_5 = 0.4100 + 0.0504 = 0.460 in.$

ភាពដាបរយៈពេលវែងដោយមានបន្ទុកអថេរ

$\Delta_1 + \Delta_4 + \Delta_5 = 0.4100 + 0.2755 + 0.0504 = 0.736 in.$

ដោយសារបន្ទុកថេរដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំមានតម្លៃតូច ភាពដាបដែលបានពី creep មានតម្លៃតូចនៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ ។

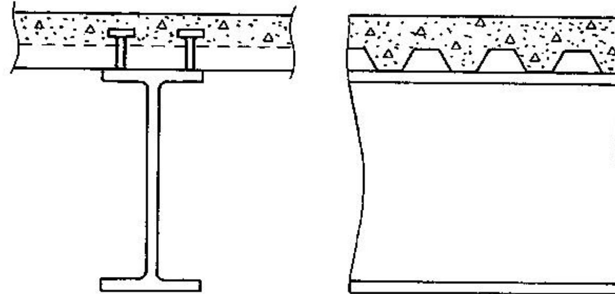
៩.៧. ធ្នឹមសមាសជាមួយនឹងកម្រាលពុម្ពដែក (Composite Beams with Formed Steel Deck)

កម្រាលខណ្ឌនៅក្នុងសំណង់គ្រោងដែកត្រូវបានផ្គុំឡើងក្នុងទម្រង់កម្រាលដែករនូត (ribbed steel deck) ដែលត្រូវបានទុកនៅនឹងកន្លែងដើម្បីឱ្យវាក្លាយទៅជាផ្នែករបស់គ្រឿងបង្គុំ ។ ទោះបីជាមានករណីលើកលែងក៏ដោយ ក៏រនូតរបស់បន្ទះដែកត្រូវបានដាក់ឱ្យកែងនឹងធ្នឹមកម្រាល ហើយស្របទៅនឹងរតដែលទ្រធ្នឹមនោះ ។ រូបទី ៩.១៦ បង្ហាញពីរនូតដែលមានទិសកែងនឹងធ្នឹម ។ គេដំឡើង shear stud នៅលើធ្នឹមសមាសដែលមានកម្រាលរនូត តាមវិធីដូចគ្នានឹងការដំឡើង shear srud នៅលើធ្នឹមសមាសដែលគ្មានកម្រាលរនូត ។ គេចាត់ទុកថាការភ្ជាប់គ្នារវាង deck ទៅនឹងធ្នឹមដែកផ្តល់នូវទម្រខាង (lateral support) សម្រាប់ធ្នឹមដែកមុនពេលបេតុងរឹងមាំ ។ ការគណនា និងការវិភាគធ្នឹមសមាសជាមួយនឹង formed steel deck មានសារៈសំខាន់ដូចគ្នានឹងករណីធ្នឹម សមាសជាមួយនឹងកម្រាលដែលមានកម្រាលស្មើដែរ តែខាងក្រោមជាករណីលើកលែងមួយចំនួនៈ

1. គេមិនគិតបេតុងនៅក្នុងរនូត (ដែលនៅពីក្រោមផ្នែកខាងលើរបស់ deck) នៅពេលរនូតទាំងនោះកែងនឹងធ្នឹម (AISC I3.5b) ។ នៅពេលរនូតស្របនឹងធ្នឹម បេតុងនៅក្នុងរនូតនោះត្រូវបានគិតបញ្ចូលទៅក្នុងការកំណត់លក្ខណៈមុខកាត់ ហើយត្រូវបានបញ្ចូលទៅក្នុងការគណនា A_c ។
2. លទ្ធភាពរបស់ shear connector អាចត្រូវបានកាត់បន្ថយ
3. ជាទូទៅ គេមិនអាចទទួលបាន full composite behavior ទេ ។ មូលហេតុគឺថា គំលាតរបស់ shear connector ត្រូវបានកំណត់ដោយគំលាតរបស់រនូត ហើយគេមិនអាចប្រើគ្រប់ចំនួន connector ដែល

ត្រូវការ ។ ទោះបីជាគេអាចប្រើ partial composite design ដោយគ្មាន formed steel deck ក៏ដោយ ក៏វាត្រូវបានលើកយកមកនិយាយនៅទីនេះ ពីព្រោះភាគច្រើនវាត្រូវការ formed steel deck ។ តាមពិតវាមិនមែនជាគុណវិបត្តិទេ តែវាជាជម្រើសខាងផ្នែកសេដ្ឋកិច្ច ។

FIGURE 9.16



ធ្នឹមសមាសភាគច្រើនជាមួយនឹង formed steel deck ជាកម្រាលធ្នឹមដែលមានរនូតកែងនឹងធ្នឹម ហើយយើងនឹងនិយាយតែក្នុងករណីនេះ ។ តម្រូវការចាំបាច់ដែលអនុវត្តនៅពេលរនូតមានទិសស្របទៅនឹងធ្នឹមត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង AISC I3.5 c ។

លទ្ធភាពដែលកាត់បន្ថយរបស់ shear connectors
Reduced Capacity of Shear connector

ដោយពឹងផ្អែកលើការពិសោធ AISC I3.5b តម្រូវឱ្យគុណ shear strength របស់ shear connector Q_n ទៅនឹងមេគុណកាត់បន្ថយនៅពេលដែលរនូតកែងទៅនឹងធ្នឹម៖

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left[\left(\frac{H_s}{h_r}\right)-1.0\right]\leq 1.0 \qquad \text{(AISC Equation I3-1)}$$

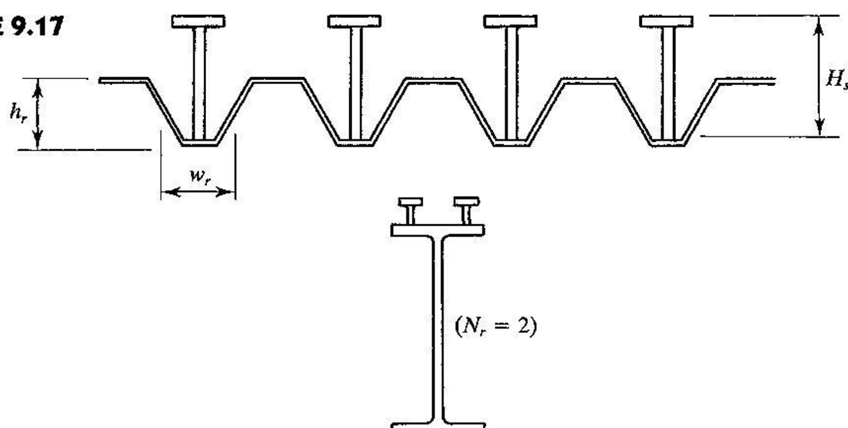
ដែល N_r = ចំនួន stud ក្នុងមួយរនូតត្រង់កន្លែងដែលកាត់គ្នាជាមួយនឹងធ្នឹម (ដែលកំណត់ត្រឹមបីនៅក្នុងការគណនា)

w_r = ទទឹងមធ្យមរបស់រនូត

h_r = កម្ពស់របស់រនូត

H_s = ប្រវែងរបស់ stud ដែលក្នុងការគណនាវាមិនត្រូវធំជាង (h_r+3) ។

ទំហំទាំងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១៧ ។



Partial Composite Action

ការធ្វើការជាគ្រឿងបង្គុំសមាសដោយផ្នែក (partial composite action) កើតមានឡើងនៅពេលដែលវាមិនមាន shear connector គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារភាពរអិលរវាងបេតុង និងដែកធ្នឹម ។ ទាំងបេតុង និងដែកមិនអាចធ្វើការដល់ strength របស់វាពេញលេញទេ ហើយកម្លាំងសង្កត់ត្រូវបានកំណត់ត្រឹមកម្លាំងអតិបរមា (ដែលជារេស៊ីស្តង់របស់ shear connector $\sum Q_n$) ដែលអាចបញ្ជូនកម្លាំងកាត់តាមផ្ទៃប៉ះរវាងដែក និងបេតុង ។ រំលឹកថា C ជាតម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម $A_s F_y$, $0.85 f'_c A_c$ និង $\sum Q_n$ ។

ជាមួយនឹង partial composite action ជាទូទៅអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិច (PNA) ស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែក ។ ទីតាំងនេះនឹងធ្វើឱ្យការវិភាគរេស៊ីស្តង់មានការពិបាកជាងទីតាំងរបស់ PNA ដែលស្ថិតនៅក្នុងកម្រាលខណ្ឌបន្តិច តែគោលការណ៍ចំបងគឺដូចគ្នា ។

នៅពេលដែលគេធ្វើ elastic analysis ក៏ដូចជានៅពេលដែលគេគណនាភាពដាប គេត្រូវធ្វើការ គណនាម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ partially composite section ។ គេអាចប្រើខ្សែកោង parabolic transition ពី I_s (សម្រាប់តែដែកធ្នឹម) ទៅ I_{tr} (សម្រាប់ fully composite section) បាន (Hansell et al., 1978) ។ ខាងក្រោម ជាសមីការដែលនឹងផ្តល់នូវលទ្ធផលប្រហាក់ប្រហែលសម្រាប់ម៉ូម៉ង់និចលភាពប្រសិទ្ធភាពដែលបង្ហាញដោយ Commentary to the AISC Specification:

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\sum Q_n / C_f}\left(I_{tr} - I_s\right) \qquad \text{(AISC Equation C-I3-6)}$$

ដែល C_f ជាកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុងសម្រាប់ fully composite condition (តម្លៃដែលតូចជាងគេក្នុងចំណោម $A_s F_y$ និង $0.85 f'_c A_c$) ។ ដោយសារតែ $\sum Q_n$ ជាកម្លាំងសង្កត់ជាក់ស្តែងសម្រាប់ករណី partially

composite នោះផលធៀប $\sum Q_n / C_f$ ជាចំណែករបស់ compositeness ដែលមាន។ ប្រសិនបើផលធៀបនេះតូចជាង 0.25 នោះគេមិនគួរប្រើ AISC Equation C-I3-6 (Hansell et al., 1978) ។

គេមិនអាចទទួលបានរេស៊ីស្តង់ដែកពេញនៅក្នុង partially composite beam ទេ ដូចនេះវាទាមទារនូវមុខកាត់ដែកធ្នឹមធំជាង មុខកាត់ដែកធ្នឹមសម្រាប់ fully composite behavior ។ ប៉ុន្តែ វាត្រូវការ shear connector តិចជាង ហើយតម្លៃរបស់ដែកធ្នឹម និង shear connectors (ដែលរួបបញ្ចូលទាំងតម្លៃដំឡើង) ត្រូវបានគិតចូលទៅក្នុងការវិភាគផ្នែកសេដ្ឋកិច្ច ។ នៅគ្រប់ពេលដែល fully composite beam មានលទ្ធភាពទប់ទល់ធំ (ដែលគេតែងតែជួបប្រទះករណីបែបនេះ) គេអាចធ្វើការកាត់បន្ថយចំនួន shear connector ដែលធ្វើឱ្យធ្នឹមក្លាយជា partially composite beam ។

តម្រូវការផ្សេងៗ Miscellaneous Requirements

ខាងក្រោមជាតម្រូវការដែលបានពី AISC Section I3.5 a និង b ។ អ្វីដែលនឹងរៀបរាប់ខាងក្រោមជាតម្រូវការបន្ថែមពីលើអ្វីដែលបានរៀបរាប់ពីចខាងដើម:

- កម្ពស់រនូតអតិបរមា $h_r = 3in. = 75mm$
- ទទឹងមធ្យមអប្បបរមារបស់រនូត $w_r = 2in. = 50mm$ ប៉ុន្តែតម្លៃរបស់ w_r ដែលប្រើនៅក្នុងការគណនាមិនគួរធំជាង clear width របស់ផ្នែកខាងលើបំផុតរបស់ deck ទេ ។
- កម្រាស់កម្រាលអប្បបរមានៅពីលើផ្នែកខ្ពស់បំផុតរបស់ deck $= 2in. = 50mm$ ។
- អង្កត់ផ្ចិត stud អតិបរមា $= 3/4in.$ ។ ការទាមទារសម្រាប់ formed steel deck នេះជាការបន្ថែមពីលើអង្កត់ផ្ចិតអតិបរមា $2.5t_f$ ។
- កម្ពស់អប្បបរមារបស់ stud ពីលើផ្នែកខ្ពស់បំផុតគឺ $1\frac{1}{2} in.$
- គំលាតតាមបណ្តោយអតិបរមារបស់ shear stud $= 36in. = 915mm$
- គេត្រូវភ្ជាប់ deck ទៅនឹងស្លាបធ្នឹមដោយគំលាតមិនឱ្យធំជាង $18in = 460mm$ ដោយ stud ឬ ដោយ spot weld ។ ការធ្វើបែបនេះដើម្បីការពារ uplift ។

ទម្ងន់ deck និងទម្ងន់កម្រាល Slab and Deck Weight

ដើម្បីសម្រួលដល់ការគណនាទម្ងន់កម្រាល យើងប្រើកម្រាស់របស់កម្រាលទាំងមូលដោយវាស់ពីបាតរបស់ deck ទៅផ្ទៃខាងលើរបស់កម្រាលខណ្ឌ ។ ទោះបីជាវិធីនេះប៉ាន់ស្មានមាឌបេតុងលើសក៏ដោយ តែវាមាន

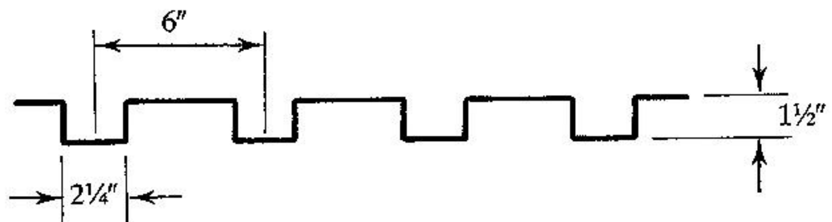
សុវត្ថិភាព។ សម្រាប់ទម្ងន់មាឌបេតុងអារម៉េ យើងប្រើទម្ងន់បេតុងមាឌសុទ្ធបូកបន្ថែម $5pcf = 80kg/m^3$ ។ ជាទូទៅ ដោយសារកម្រាលខណ្ឌនៅលើ formed steel deck ជាបេតុងដែលពង្រឹងដោយដែកតិច (ពេលខ្លះប្រើ welded wire mesh ជំនួសឱ្យការប្រើ reinforcing bar) ការបន្ថែម $5pcf = 80kg/m^3$ សម្រាប់ដែកពង្រឹងអាចមានតម្លៃធំ ប៉ុន្តែ deck មានទម្ងន់ចន្លោះពី $2psf = 9.6kg/m^2$ ទៅ $3psf = 14.5kg/m^2$ ។

គេអាចប្រើវិធីម្យ៉ាងទៀត ដោយគិតផលបូករវាងកម្រាស់កម្រាលដែលនៅពីលើ deck ដែលខ្ពស់ជាងគេជាមួយនឹងពាក់កណ្តាលកម្ពស់របស់រន្ធូតជាកម្រាស់បេតុងក្នុងការគណនាទម្ងន់របស់កម្រាល។ ជាទូទៅ ក្នុងការអនុវត្ត គេអាចរកផលបូករវាងទម្ងន់កម្រាល និង deck នៅក្នុងតារាងដែលផ្តល់ឱ្យដោយរោងចក្រផលិត deck ។

ឧទាហរណ៍ ៩.៨: កម្រាលខណ្ឌទ្រដោយធ្នឹមដែលប្រើ formed steel deck ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១៨ ជាមួយនឹងកម្រាលបេតុងអារម៉េដែលកម្រាស់សរុបគឺ $4.75in.$ ។ រន្ធូត deck កែងនឹងធ្នឹម។ ប្រវែងល្វែងគឺ $30\,ft$ ហើយធ្នឹមមានគំលាតពីគ្នា $10\,ft$ ដោយគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស។ ដែកគ្រឿងបង្គុំជាប្រភេទដែក $A36$ ហើយរេស៊ីស្តង់របស់បេតុងគឺ $f'_c = 3000psi$ ។ ទម្ងន់របស់កម្រាល និង deck គឺ $50psf$ ។ ទម្ងន់អថេរគឺ $40psf$ និងទម្ងន់ជញ្ជាំងគឺ $10psf$ ។ ក្នុងការសាងសង់នេះ គេមិនមានប្រើចន្ទល់បណ្តោះអាសន្នទេ ហើយទម្ងន់សាងសង់គឺ $20psf$ ។

1. ជ្រើសរើស W shape
2. គណនា shear connector
3. ត្រួតពិនិត្យភាពដាប។ ភាពដាបរយៈពេលយូរសរុបអនុញ្ញាតអតិបរមាគឺ $1/240$ នៃប្រវែងល្វែង។

FIGURE 9.18



ដំណោះស្រាយ: 1. គណនាធ្នឹម

ជ្រើសរើសរូបរាងសាកល្បងដោយឈរលើ full composite behavior

កម្រាលខណ្ឌ: $50(10) = 500lb/ft$

ជញ្ជាំងខណ្ឌ: $10(10) = 100lb/ft$

បន្ទុកអថេរ: $40(10) = 400lb/ft$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.5 + 0.1) + 1.6(0.4) = 1.360 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}(1.36)(30)^2 = 153 ft - kips$$

ដោយសន្មត់ថា $d = 16in.$, $a/2 = 1in.$ និងសន្មត់ទម្ងន់របស់ធ្នឹមពីសមីការ 9.4:

$$w = \frac{3.4M_u}{\phi_b F_y (d/2 + t - a/2)} = \frac{3.4(153\times 12)}{0.85(36)(16/2 + 4.75 - 1)} = 17.4 lb/ft$$

សាកល្បង $W16\times 26$ ។ ត្រួតពិនិត្យរេស៊ីស្តង់រងការពត់មុនពេលបេតុងរឹងមាំ

បន្ទុកសាងសង់: $20(10) = 200 lb/ft$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2(0.5 + 0.026) + 1.6(0.4) = 0.9512 kips/ft$$

$$M_u = \frac{1}{8}(0.9512)(30)^2 = 107 ft - kips$$

$W16\times 26$ ជា compact section សម្រាប់ $A36$ និងដោយសារ steel deck នឹងផ្តល់ lateral support គ្រប់គ្រាន់ ដូចនេះ nominal strength M_n ស្មើនឹងរេស៊ីស្តង់ម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច M_p ។

ពី Load Factor Design Selection Table

$$\phi_b M_p = 119 ft - kips > 107 ft - kips \quad \text{(OK)}$$

ក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ បន្ទុកមេគុណសរុបដែលត្រូវទ្រដោយធ្នឹមសមាស ដែលត្រូវបានកែសម្រួលដោយសារទម្ងន់របស់ដែកធ្នឹមគឺ

$$w_u = 1.2(0.5 + 0.026 + 0.1) + 1.6(0.4) = 1.391 kips/ft$$

ហើយម៉ូម៉ង់មេគុណគឺ

$$M_u = \frac{1}{8}(1.391)(30)^2 = 156 ft - kips$$

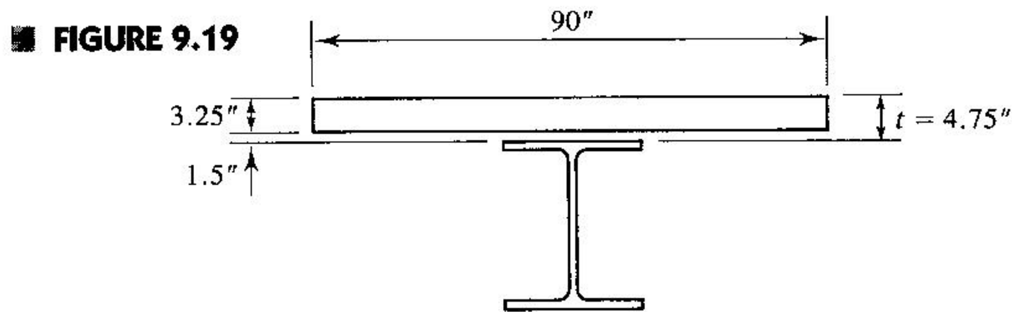
ទទឹងកម្រាលខណ្ឌប្រសិទ្ធភាពរបស់មុខកាត់សមាសត្រូវតែមានតម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$\frac{\text{span}}{4} = \frac{30(12)}{4} = 90 in. \qquad \text{ឬ} \qquad \text{គំលាតធ្នឹម} = 10(12) = 120 in.$$

យក $b = 90in.$ ។ សម្រាប់ fully composite action កម្លាំងសង្កត់ C នៅក្នុងបេតុងគឺជាតម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$A_s F_y = 7.68(36) = 276.5 kips$$

ឬ $0.85 f'_c A_c = 0.85(3)[90(4.75 - 1.5)] = 745.9 kips$



ដែលគេគិតតែបេតុងនៅលើផ្នែកខ្ពស់បំផុតរបស់ deck (ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.១៩) ប៉ុណ្ណោះសម្រាប់សមីការទីពីរខាងលើ។ ជាមួយនឹង $C = 276.5 kips$ កម្ពស់របស់ការពង្រាយកុងត្រាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុងគឺ

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{276.5}{0.85(3)(90)} = 1.205 in.$$

ដៃឃ្នាស់ម៉ូម៉ង់របស់ internal resisting couple គឺ

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = \frac{15.69}{2} + 4.75 - \frac{1.209}{2} = 11.99 in.$$

ហើយ design strength គឺ

$$\phi_b M_n = \frac{0.85(276.5)(11.99)}{12} = 235\, ft-kips > 156\, ft-kips \quad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{1.391(30)}{2} = 20.9 kips$$

ពី factored uniform load tables

$$\phi_v V_n = 76.3 kips > 20.9 kips \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: 1. ប្រើ $W16 \times 26$

2. Shear connectors

ដោយសារធ្នឹមនេះមានរេស៊ីស្តង់ម៉ូម៉ង់ធំគួរសម គេអាចឱ្យវាធ្វើការជា patial composite behavior។ ដំបូងយើងត្រូវរកចំនួន shear connector ចាំបាច់សម្រាប់ full composite behavior នឹងបន្ទាប់មកកាត់បន្ថយចំនួន conntector។ សម្រាប់ fully composite beam, $C = V_h = 276.5 kips$ ។

សាកល្បង stud $3/4 \times 3 in.$ ($A_{sc} = 0.4418 in^2$) មួយនៅត្រង់មុខកាត់មួយ:

អង្កត់ផ្ចិតអតិបរមា $= 2.5 t_f = 2.5(0.345) = 0.8625 in.$

ឬ $\frac{3}{4} in.$ ល្អប

អង្កត់ផ្ចិតជាក់ស្តែង $= \frac{3}{4} in.$ (OK)

គណនាមេគុណកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់របស់ stud

$N_r = 1$

កម្ពស់របស់ stud ពីលើផ្ទៃកខ្ពស់បំផុតរបស់ deck $= 3 - 1.5 = 1.5 in.$ = តម្លៃអនុញ្ញាត (OK)

ពី AISC Equation I3-1,

$$\text{មេគុណកាត់បន្ថយ} = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left[\left(\frac{H_s}{h_r}\right) - 1.0\right] \le 1.0$$

$$= \frac{0.85}{1.0}\left(\frac{2.25}{1.5}\right)\left(\frac{3}{1.5} - 1.0\right) = 1.275 > 1.0$$

គេមិនត្រូវការកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់ stud ទេ។ សម្រាប់ $f'_c = 3000 psi$ ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុងគឺ

$$E_c = w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = 145^{1.5}\sqrt{3} = 3024 ksi$$

ពី AISC Equation I5-1, រេស៊ីស្តង់រងកម្លាំងកាត់របស់ connector មួយគឺ

$$Q_n = 0.5 A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \le A_{sc} F_u$$

$$= 0.5(0.4418)\sqrt{3(3024)} = 21.04 kips$$

$$A_{sc} F_u = 0.4418(60) = 26.51 kips > 21.04 kips$$

ដូចនេះយក $Q_n = 21.04 kips$

ចំនួនរបស់ stud ដែលត្រូវការនៅចន្លោះចុងរបស់ធ្នឹម និងកណ្តាលល្វែងគឺ

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{276.5}{21.04} = 13.1$$

យក 14 សម្រាប់ពាក់កណ្តាលធ្នឹម ដូចនេះសរុប 28 ។

ជាមួយ stud មួយសម្រាប់រន្ធូតមួយ គំលាតគឺ $6 in.$ ហើយចំនួនអតិបរមាណែនាំគឺ

$$\frac{30(12)}{6} = 60 > 28 \text{ ដែលទាមទារ}$$

បើគេប្រើ stud មួយសម្រាប់រាល់ពីររន្ធូត ដូចនេះគេត្រូវការវា 30 ដើម ដែលនៅតែជាចំនួនច្រើន។ ប្រសិន បើគេប្រើ stud មួយសម្រាប់រាល់បីរន្ធូត នោះគំលាតនឹងក្លាយជា $3(6) = 18 in.$ ហើយចំនួនរបស់ stud នឹង $30(12)/18 = 20$ ដែលវាតូចជាងតម្រូវការសម្រាប់ full composite action ។ ប៉ុន្តែ វាមាន flexural strength ធំ ដូចនេះ partial composite action អាចនឹងគ្រប់គ្រាន់។

សាកល្បង stud 20 ដើម សម្រាប់ធ្នឹមមួយ ដូចនេះ N_1 ដែលផ្តល់ឱ្យ $= 20/2 = 10$

$$\sum Q_n = 10(21.04)$$

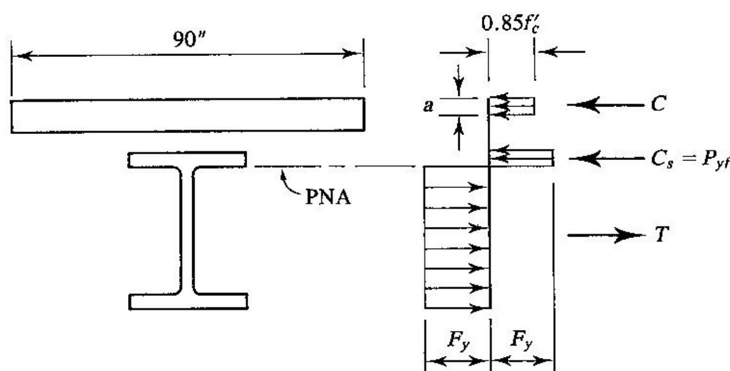
$= 210.4kips < 276.5kips$

ដូចនេះ $C = V_h = 210.4kips$

ដោយសារ C តូចជាង $A_s F_y$ ដូចនេះផ្នែកខ្លះរបស់មុខកាត់ដែកធ្នឹមត្រូវរងកម្លាំងសង្កត់ ហើយអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិចគឺស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែក។

ដើម្បីវិភាគករណីនេះ ដំបូងយើងត្រូវកំណត់ថាតើ PNA ស្ថិតនៅលើស្លាបខាងលើ ឬស្ថិតនៅលើទ្រនុង។ ប្រសិនបើ PNA ស្ថិតនៅបាតរបស់ស្លាបខាងលើ នោះតួស្លាបទាំងមូលនឹងរងកម្លាំងសង្កត់ ហើយកម្លាំងសង្កត់ផ្គួបដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.២០ គឺ

$$P_{yf} = b_f t_f F_y = 5.5(0.345)(36) = 68.31kips$$



កម្លាំងសុទ្ធដែលត្រូវផ្ទេរនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងដែក និងបេតុងគឺ

$$T - C_s = T - P_{yf} = (A_s F_y - P_{yf}) - P_{yf} = 276.5 - 2(68.31) = 139.9kips$$

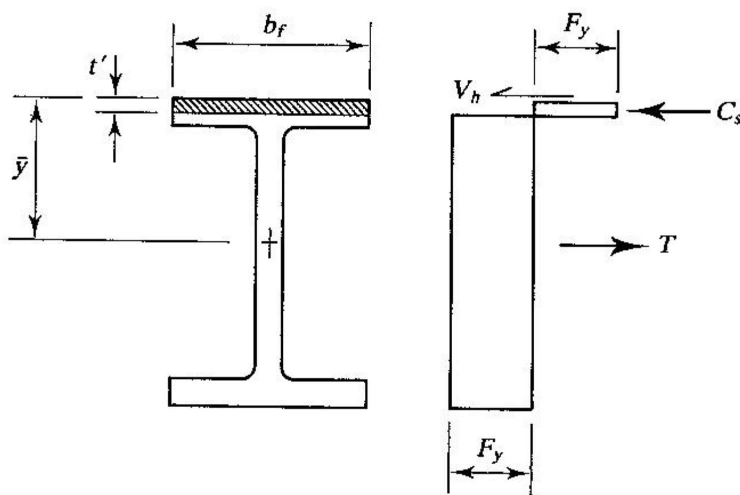
ដែលវាតូចជាងកម្លាំងទាញសុទ្ធជាក់ស្តែង $210.4kips$ ដូចនេះស្លាបខាងលើមិនត្រូវការរងកម្លាំងសង្កត់ពេញកម្រាស់ស្លាបរបស់វាទេ។ នេះមានន័យថា PNA ស្ថិតនៅក្នុងស្លាប។ ពីរូបទី ៩.២១ កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកដែលត្រូវផ្ទេរគឺ

$$T - C_s = (A_s F_y - b_f t' F_y) - b_f t' F_y = V_h$$

$$276.5 - 2[5.5t'(36)] = 210.4$$

ដោយគណនារកកម្ពស់នៃកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងស្លាប យើងទទួលបាន

$$t' = 0.1669in.$$



កម្លាំងទាញផ្ចួបនឹងធ្វើអំពើនៅលើទីប្រជុំទម្ងន់របស់ក្រឡាផ្ទៃពីក្រោម PNA ។ មុនពេលយើងគណនា moment strength គេត្រូវកំណត់ទីតាំងទីប្រជុំទម្ងន់សិន។ ការគណនាចម្ងាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកធ្នឹម $\bar{y}$ ត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.៦ ។

តារាង ៩.៦

គ្រឿងបង្គុំ	A		y	Ay
$W16\times36$		7.68	$15.69/2=7845$	60.25
ស្លាប	$-0.1669(5.50)$	$=-0.918$	$0.1669/2=0.0834$	-0.08
សរុប		6.762		60.17

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{60.17}{6.762}=8.898in.$$

កម្ពស់របស់ប្លុកកុងត្រាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុងគឺ

$$a=\frac{C}{0.85f'_c b}=\frac{210.4}{0.85(3)(90)}=0.9168in.$$

ដៃឃ្នាស់សម្រាប់កម្លាំងសង្កត់របស់បេតុងគឺ

$$\bar{y}+t-\frac{a}{2}=8.819+4.75-\frac{0.9168}{2}=13.11in.$$

ដៃឃ្នាស់ម៉ូម៉ង់សម្រាប់កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងដែកគឺ

$$\bar{y}-\frac{t'}{2}=8.819-\frac{0.1669}{2}=8.736in.$$

គិតម៉ូម៉ង់ធៀបកម្លាំងទាញ និងដោយយោងតាមរូបទី ៩.២០ យើងទទួលបាន nominal strength:

$$M_n = C(13.11) + C_s(8.736)$$

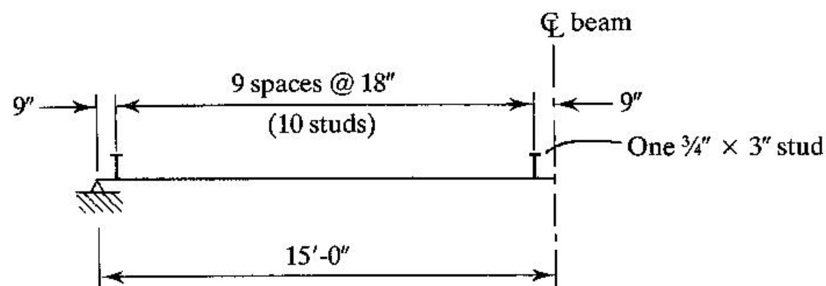
$$= 210.4(13.11) + 0.1669(5.50)(36)(8.736) = 3047 in. - kips = 253.9 ft - kips$$

Design strength គឺ

$$\phi_b M_n = 0.85(253.9) = 216 ft - kips > 156 ft - kips \quad \text{(OK)}$$

គេត្រូវភ្ជាប់ deck ទៅនឹងស្លាបធ្នឹមដោយគំលាត $18 in.$ ដូចនេះគេមិនត្រូវការ spot weld ដើម្បីការពារ uplift ទេ។

ចម្លើយ: 2. ប្រើ shear connector ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩២២ ។



3. ភាពដាប

មុនពេលបេតុងរឹងមាំ

$$w_D = w_{slab} + w_{beam} = 0.500 + 0.026 = 0.526 kips/ft$$

$$\Delta_1 = \frac{5 w_D L^4}{384 E I_s} = \frac{5(0.526/12)(30\times 12)^4}{384(29000)(301)} = 1.098 in.$$

ភាពដាបដែលបណ្តាលមកពីបន្ទុកសាងសង់គឺ

$$\Delta_2 = \frac{5 w_{const} L^4}{384 E I_s} = \frac{5(0.200/12)(30\times 12)^4}{384(29000)(301)} = 0.418 in.$$

ភាពដាបសរុបមុនពេលបេតុងរឹងមាំគឺ

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 1.098 + 0.418 = 1.52 in.$$

សម្រាប់ភាពដាបដែលកើតមានក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ គេត្រូវការម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់មុខកាត់បំលែងពីរគឺ I_{tr} ជាមួយនឹងទទឹងកម្រាលបំលែង b/n និង I_{tr} ជាមួយនឹងទទឹងកម្រាលបំលែង $b/2n$ ។

ផលធៀបម៉ូឌុលគឺ

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3024} = 9.6 \qquad \text{យក } n = 10$$

សម្រាប់ភាពដាបរបស់មុខកាត់សមាសដែលពាក់ព័ន្ធនឹង creep ទទឹងប្រសិទ្ធភាពគឺ

$$\frac{b}{n}=\frac{90}{10}=9in.$$

រូបទី ៩.២៣ បង្ហាញពីមុខកាត់បំលែងដែលត្រូវគ្នា ។ ការគណនាទីតាំងអ័ក្សណឺត និងម៉ូម៉ង់និចលភាពត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងតារាង ៩.៧ ។

តារាង ៩.៧

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay	$\bar{I}$	d	$\bar{I}+Ad^2$
បេតុង	29.25	1.625	47.53	25.75	2.282	178
$W16\times 26$	7.68	12.60	96.77	301	8.693	881
សរុប	36.93		144.30			1059in.^{4}

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{144.3}{36.93}=3.907in.$$

ដោយសារគេប្រើ partial composite action ដូចនេះគេត្រូវការប្រើម៉ូម៉ង់និចលភាពបំលែងដែលកាត់បន្ថយ ។ ពី AISC Equation C-I3-6 ម៉ូម៉ង់និចលភាពប្រសិទ្ធភាពគឺ

$$I_{eff}=I_s+\sqrt{\sum Q_n/C_f}\left(I_{tr}-I_s\right)$$

$$=301+\sqrt{210.4/276.5}(1059-301)=962.2in.^4$$

ភាពដាបដែលកើតឡើងដោយសារបន្ទុកអថេរគឺ

$$\Delta_3=\frac{5w_LL^4}{384EI_{eff}}=\frac{5(0.400/12)(30\times 12)^4}{384(29000)(962.2)}=0.2613in.$$

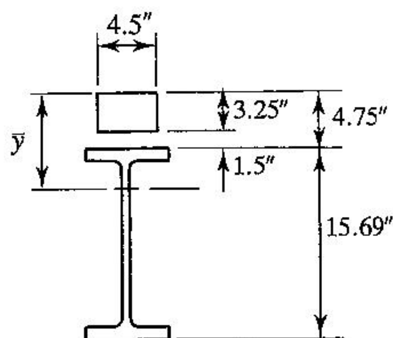
ភាពដាបដែលបណ្តាលមកពីបន្ទុកថេរដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំគួរឈរលើម៉ូម៉ង់និចលភាពបំលែងដែលទទួលជាមួយនឹង $2n$ ប្រសើរជាងជាមួយនឹង n ។ ដូចនេះ ប្រើទទឹងកម្រាលបំលែង

$$\frac{b}{2n}=\frac{90}{2(10)}=4.5in.$$

ពីរូបទី ៩.២៤ និង តារាង ៩.៨ ម៉ូម៉ង់និចលភាពបំលែងគឺ

$$I'_{tr}=920.4in.^4$$

■ FIGURE 9.24



តារាង ៩.៨

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay	$\bar{I}$	d	$\bar{I}+Ad^2$
បេតុង	14.62	1.625	23.76	12.87	3.780	221.8
$W16\times 26$	7.68	12.60	96.77	301	7.195	698.6
សរុប	22.30		120.53			920.4in.^4

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{120.5}{22.30}=5.405in.$$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពប្រសិទ្ធភាពដែលយើងនឹងហៅថា I'_{eff} គឺ

$$I'_{tr}=I_s+\sqrt{\sum Q_n/C_f}\left(I'_{tr}-I_s\right)$$

$$=301+\sqrt{210.4/276.5}(920.4-301)=841.3in.^4$$

ភាពដាបរយៈពេលយូរដែលបណ្តាលពីបន្ទុកថេរដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំគឺ

$$\Delta_4=\frac{5(0.100/12)(30\times 12)^4}{384(29000)(841.3)}=0.0747in.$$

ភាពដាបសរុបគឺ

$$\Delta_1+\Delta_3+\Delta_4=1.098+0.2613+0.0747=1.43in.$$

និង $$\frac{L}{240}=\frac{30(12)}{240}=1.50in.>1.43in. \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: 3. ភាពដាបអាចទទួលយកបាន ។

៩.៨. តារាងសម្រាប់ការវិភាគ និងការគណនាធ្នឹមសមាស

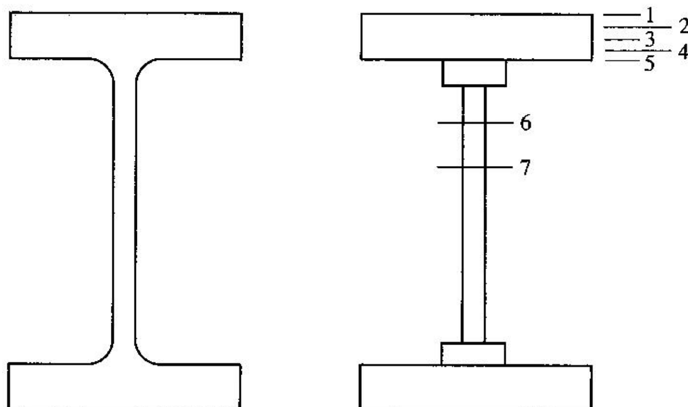
Tables for Composite Beam Analysis and Design

នៅពេលអ័ក្សណឺតប្លាស្ទិចស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែក ការគណនា flexural strength អាចនឹងមានការលំបាក ។ គេបានបង្កើតរូបមន្តដើម្បីសម្រួលដល់ការគណនានេះ (Hansell et al., 1978) ប៉ុន្តែតារាងដែលបង្ហាញនៅក្នុង Part 5 of the manual មានភាពងាយស្រួលជាង ។ គេមានតារាងពីរគឺ: design strengths របស់បន្ទុំនៃរូបរាងផ្សេងៗជាមួយនឹងកម្រាលសម្រាប់ $F_y = 36ksi \approx 250MPa$ និងសម្រាប់ $F_y = 50ksi \approx 350MPa$ និង តារាងនៃម៉ូម៉ង់និចលភាព "lower bound" សម្រាប់បន្ទុំដូចគ្នា ។

Design strength table ដែលមានឈ្មោះថា "Composite Beam Selection Table," អាចប្រើបានសម្រាប់តែរូបរាងដែលមាន compact web និងរេស៊ីស្តង់ shear connector សរុប $\sum Q_n \ge 0.25A_sF_y$ (ដែនកំណត់ដែលណែនាំទាបជាងគេសម្រាប់ partially composite beams)

គេឱ្យរេស៊ីស្តង់គណនា (design strength) ϕM_n សម្រាប់ទីតាំងរបស់ PNA 7 ខ្សែងដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.២៥: ផ្នែកខ្ពស់បំផុតរបស់ស្លាបខាងលើ, ផ្នែកទាបបំផុតរបស់ស្លាបខាងលើ, បីទីតាំងដែលមានគំលាតស្មើៗគ្នាដែលស្ថិតនៅក្នុងស្លាបខាងលើ, និងពីរទីតាំងនៅក្នុងទ្រនុង* ។ ទីតាំង PNA ទាបជាងគេ (នីវ៉ូ 7) ត្រូវនឹងដែកកំណត់ដែលណែនាំទាបជាងគេ $\sum Q_n = 0.25A_sF_y$ ។ PNA ទីតាំង 6 ត្រូវនឹង $\sum Q_n$ ដែលស្ថិតនៅចន្លោះទីតាំង 7 និងទីតាំង 5 ។

FIGURE 9.25



ដើម្បីប្រើតារាងសម្រាប់វិភាគធ្នឹមសមាស ដំបូងរកផ្នែករបស់តារាងដែលត្រូវនឹងរូបរាងដែក ហើយអនុវត្ត ដូចខាងក្រោម:

* និមិត្តសញ្ញា ϕM_n ត្រូវបានគេប្រើនៅក្នុងតារាងសម្រាប់ design strength of composite shapes, និង $\phi_b M_p$ ត្រូវបានប្រើសម្រាប់ design strength of steel shape alone ។ មេគុណត្រូវបានសំគាល់ដោយវិធីពីរផ្សេងគ្នាពីព្រោះវាមានតម្លៃពីរផ្សេងគ្នា ។

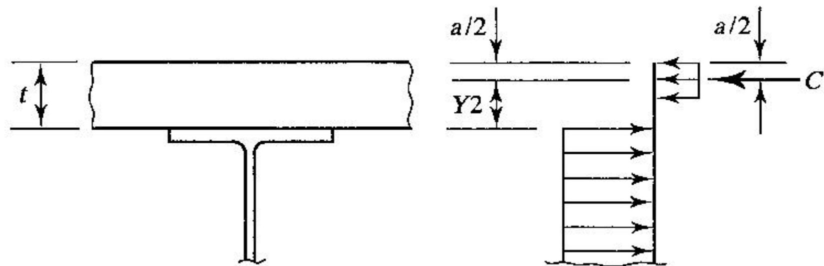
1. ជ្រើសរើស $\sum Q_n$ ។ នេះជាការកំណត់របស់ Manual សម្រាប់កម្លាំងសង្កត់ C ដែលជាតម្លៃតូចជាងគេនៃ $A_s F_y$, $0.85 f'_c A_c$ និងរេស៊ីស្តង់របស់ shear connector សរុប (ដែលយើងហៅថា $\sum Q_n$) ។
2. ជ្រើសរើស $Y2$ ចម្ងាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកធ្នឹមទៅកម្លាំងសង្កត់ផ្ចិតនៅក្នុងបេតុងដែលគណនាជា

$$Y2 = t - \frac{a}{2}$$

ទំហំនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.២៦ ។

3. អាន ϕM_n ប្រសិនបើចាំបាច់គេត្រូវធ្វើ interpolation

FIGURE 9.26



សម្រាប់ការគណនា គេអាចបញ្ចូល ϕM_n ដែលទាមទារទៅក្នុងតារាង ហើយគេអាចអាចជ្រើសរើសដែកធ្នឹម និង $\sum Q_n$ ។ គេអាចត្រូវការតម្លៃ $Y2$ ដូចនេះគេត្រូវសន្មត់កម្ពស់របស់ការពង្រាយកុងត្រាំងសង្កត់របស់បេតុង ហើយគេអាចធ្វើការគណនាឡើងវិញក្រោយពេលកែតម្រូវ ។ Manual ឱ្យនូវសមីការសម្រាប់ប៉ាន់ស្មានទម្ងន់ធ្នឹម តែប្រសិនបើគេប្រើតារាង គេមិនត្រូវការសមីការនោះទេ ។

តារាងក៏ឱ្យផងដែរនូវតម្លៃ $\phi_b M_p$ ដែលអាចត្រូវការសម្រាប់ត្រួតពិនិត្យធ្នឹមដែលគ្មានចន្ទល់ក្នុង អំឡុងពេលបេតុងរឹងមាំ ហើយ $Y1$ ជាចម្ងាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកធ្នឹមទៅ PNA ។

ឧទាហរណ៍ ៩.៩: គណនា design strength របស់ធ្នឹមសមាសនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៩.១ និង ៩.២ ដោយប្រើតារាងនៅក្នុង Part 5 of the Manual ។

ដំណោះស្រាយ: ពីឧទាហរណ៍ ៩.១ ធ្នឹមសមាសផ្សំឡើងដោយដែក $W16\times36$ ជាមួយនឹងកម្រាលខណ្ឌដែលមានកម្រាស់ $t = 5in.$ និងទទឹងប្រសិទ្ធភាព $b = 87in.$ ។ រេស៊ីស្តង់សង្កត់នៅ 28 ថ្ងៃរបស់បេតុងគឺ $f'_c = 4000\,psi$ ។

កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុងជាតម្លៃតូចជាងគេនៃ

$A_s F_y = 10.6(36) = 381.6 kips$

ឬ $0.85 f'_c A_c = 0.85(4)(5\times 87) = 1487 kips$

យក $C = 381.6 kips$ ។ កម្ពស់របស់ប្លុកកុងត្រាំងសង្កត់

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} = \frac{381.6}{0.85(4)(87)} = 1.290 in.$$

ចម្ងាយពីទីតាំងខ្ពស់បំផុតរបស់ដែកទៅកម្លាំងសង្កត់ C គឺ

$$Y2 = t - \frac{a}{2} = 5 - \frac{1.290}{2} = 4.36 in.$$

បញ្ចូលទៅក្នុងតារាងជាមួយនឹង $\sum Q_n = 382 kips$ និង $Y2 = 4.36$ ។ ដោយធ្វើ interpolation យើងទទួលបាន

$$\phi M_n = 332\ ft - kips$$

ដោយផ្ទៀងផ្ទាត់ជាមួយនឹងលទ្ធផលនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៩.២ យើងឃើញថាវាមានតម្លៃដូចគ្នា។ ការគណនាតាមរូបមន្ត និងដោយប្រើតារាងទទួលបានលទ្ធផលស្រដៀងគ្នា នៅពេលដែល PNA ស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែកធ្នឹម ។

ចម្លើយ: Design strength $= 332\ ft - kips$

តារាងសម្រាប់ម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ដែលសំគាល់ដោយ I_{LB} ផ្តល់នូវការប៉ាន់ស្មានម៉ូម៉ង់និចល ភាពរបស់មុខកាត់បំលែងមានលក្ខណៈសុវត្ថិភាពសម្រាប់ធ្នឹមដូចគ្នាដែលមាននៅក្នុង design strength table ។ ការសន្មត់ដ៏ចំបងក្នុងការធ្វើតារាងនេះគឺថាមានតែក្រឡាផ្ទៃបេតុងដែលទប់ទល់នឹងម៉ូម៉ង់ទេដែលមានប្រសិទ្ធភាពក្នុងការគណនាម៉ូម៉ង់និចលភាព។ កម្លាំងនៅក្នុងបេតុងគឺ $C = \sum Q_n$ និង ក្រឡាផ្ទៃនៃមុខកាត់បំលែងដែលត្រូវគ្នាគឺ

$$A_c = \frac{\sum Q_n}{\text{stress in transformed area}} = \frac{\sum Q_n}{F_y}$$

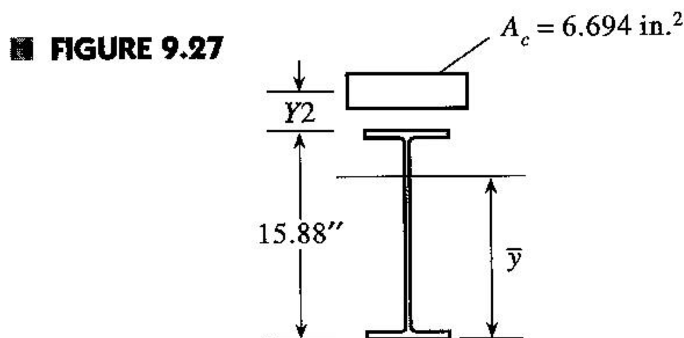
ដើម្បីជាការសម្រួលតទៅទៀតក្នុងការគណនា គេចោលម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់បេតុងធៀបនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់។ ដើម្បីបង្ហាញពីវិធីសាស្ត្រនេះ គេនឹងយកតម្លៃមួយនៅក្នុងតារាងមកបំបែកនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ៩.១០ ។

ឧទាហរណ៍ ៩.១០: ការគណនាផ្តល់នូវលទ្ធផលជា $W16\times 31$ ជាមួយនឹង $\sum Q_n = 241 kips$ (ទីតាំង PNA ៣) $Y2 = 4 in.$ និង $F_y = 36 ksi$ ។ គណនាម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ។

ដំណោះស្រាយ: ក្រឡាផ្ទៃបេតុងដែលត្រូវបានប្រើគឺ

$$A_c = \frac{\sum Q_n}{F_y} = \frac{241}{36} = 6.694 in.^2$$

មុខកាត់បំលែងដែលត្រូវគ្នាត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.២៧ ហើយការគណនាត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.៩ ។ កំណត់ទីតាំងទីប្រជុំទម្ងន់ គិតម៉ូម៉ង់ធៀបអ័ក្សនៅបាតរបស់មុខកាត់ដែក ។



តារាង ៩.៩

គ្រឿងបង្គុំ	A	y	Ay	$\bar{I}$	d	$\bar{I} + Ad^2$
បេតុង	6.694	19.88	133.1	-	6.88	316.9
$W16\times31$	9.12	7.94	72.4	375	5.06	608.5
សរុប	15.81		205.5			925.4in.^{4}

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{205.5}{15.81} = 13.00 in.$$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពពីតារាងម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound គឺ $I_{LB} = 925 in.^4$ ដោយផ្ទៀងផ្ទាត់ជាមួយនឹងលទ្ធផលដែលបានគណនា ។

ចម្លើយ: $I_{LB} = 925 in.^4$

ឧទាហរណ៍ ៩.១១: ធ្វើការគណនាឧទាហរណ៍ ៩.៨ ឡើងវិញជាមួយនឹងជំនួយរបស់តារាងនៅក្នុង Part 5 of the Manual ។

ដំណោះស្រាយ: 1. គណនាធ្នឹម

ពីឧទាហរណ៍ ៩.៨ $M_u = 153 ft-kips$ (ដោយមិនគិតបញ្ចូលទម្ងន់ធ្នឹម) ។

ដោយសន្មត់ថា $a = 2in.$ យើងទទួលបាន

$$Y2 = t - \frac{a}{2} = 4.75 - \frac{2}{2} = 3.75in.$$

ពី Composite Beam Selection Table, រាល់ការបន្សំនៃដែកធ្នឹម, $\sum Q_n$ និង $Y2$ ដែលផ្តល់នូវ design strength ធំជាង 153 $ft-kips$ គឺជាធ្នឹមសាកល្បងដែលអាចទទួលយកបាន ។ លទ្ធភាពពីរនឹងត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាង ៩.១០ ។

តារាង ៩.១០

រូបរាង	ទីតាំង PNA	$\sum Q_n$ (kips)	ϕM_n (ft-kips) (ដោយធ្វើ interpolation)
$W16\times26$	7	69.1	160
$W14\times22$	3	159	159

ដែក $W14\times22$ ជារូបរាងដែលស្រាលជាង ប៉ុន្តែដោយសារ $\sum Q_n$ ធំជាង វានឹងត្រូវការ shear connector ច្រើនជាង (អាចច្រើនជាងពីរដង) ។ សម្រាប់មូលហេតុនេះ សាកល្បង $W16\times26$ ។ គណនា $Y2$ ឡើងវិញ:

$$a = \frac{C}{0.85f'_c b} = \frac{\sum Q_n}{0.85f'_c b} = \frac{69.1}{0.85(3)(90)} = 0.3011in.$$

$$Y2 = t - \frac{a}{2} = 4.75 - \frac{0.3011}{2} = 4.60in.$$

(ដែល $b = 90in.$ គឺបានមកពីឧទាហរណ៍ ៩.៨)

$$\phi M_n = 164.4\,ft-kips$$

ពីឧទាហរណ៍ ៩.៨, $M_u = 156\,ft-kips$ ជាមួយនឹងការគិតបញ្ចូលទម្ងន់ធ្នឹម ។ វានឹងតូចជាង design strength 164.4 $ft-kips$ ដូចនេះការជ្រើសរើសនេះអាចទទួលយកបាន ។ ដូចគ្នាពីឧទាហរណ៍ ៩.៨ ទាំង flexural strength ក្នុងពេលសាងសង់ និង shear strength គឺគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ $W16\times26$ ។

ចម្លើយ: 1. ប្រើ $W16\times26$ ។

2. Shear connector

ដំបូង សាកល្បង stud $3/4\times3in.$ ។ ចំនួនរបស់ strud ដែលត្រូវការគឺ

$$N_1 = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{69.1}{21.04} = 3.3$$ យក 4 សម្រាប់ពាក់កណ្តាលធ្នឹម ដូចនេះសរុបគឺ 8 ដើម

Stud 8 ដើមត្រូវនឹងគំលាត

$$\frac{30(12)}{8}=45in.$$

គំលាតនេះធំជាងគំលាតអនុញ្ញាតអតិបរមា $36in.$ ដូចនេះគេត្រូវប្រើ stud ច្រើនជាងនេះ។ ប្រសិនបើគេដាក់ stud រាល់ 6 រន្ធូតម្តង គំលាតនឹងស្មើនឹង 36 ហើយចំនួន stud សរុបគឺ

$$\frac{30(12)}{36}=10, \quad N_1=5$$

កម្លាំងកាត់ដែលត្រូវផ្ទេរគ្នាដែលត្រូវផ្ទេរគឺ

$$\sum Q_n=5(21.04)=105.2kips$$

ដើម្បីងាយស្រួលក្នុងការប្រើតារាង យើងនឹងយកតម្លៃ $\sum Q_n=104kips$ នោះ

$$a=\frac{104}{0.85(3)(90)}=0.4532in.$$

$$Y2=4.75-\frac{0.4532}{2}=4.523in.$$

ពី Composit Beam Selection Table, design strength គឺ

$$\phi M_n=182\,ft-kips>156\,ft-kips \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: 2. ប្រើ stud $3/4\times 3in.$ ចំនួន 10 ដើម ដោយគំលាតស្មើៗគ្នា។ ដើម្បីការពារ uplift ធ្វើ spot weld រាល់គំលាត $18in.$ (ស្ថិតនៅចន្លោះ stud)។

3. ភាពដាប

ពីឧទាហរណ៍ ៩.៨ ភាពដាបរបស់ដែកធ្នឹមមុនពេលទទួលបាន composite behavior គឺ

$$\Delta_1=1.098in. \quad \text{(ដោយមិនគិតបន្ទុកសាងសង់)}$$

សម្រាប់ភាពដាបដែលកើតឡើងក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំ គេអាចប្រើម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ដែលបានពីតារាង។ ប្រើ $W16\times 26$ ជាមួយនឹង $\sum Q_n=104kips$ (PNA ទីតាំង 6) និង $Y2=4.523in.$

$$I_{LB}=623in.^4$$

វាមិនមានការបែងចែកម៉ូម៉ង់និចលភាពសម្រាប់ការគណនាភាពដាបបន្ថែមដែលកើតឡើងដោយសារ creep ។ ប៉ុន្តែ ម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound មានតម្លៃតូចជាងម៉ូម៉ង់និចលភាពមុខកាត់បំលែងជាក់ស្តែង ហើយឥទ្ធិពលទាំងមូលគឺនឹងផ្តល់នូវភាពដាបធំជាងការប៉ាន់ស្មាន។ ប្រសិនបើបន្ទុកថេររយៈពេលយូរតូច គេអាចប្រើម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ។

$$w=w_D+w_L=0.100+0.400=0.500kips/ft$$

ហើយភាពដាបដែលត្រូវគ្នាគឺ

$$\Delta_2 = \frac{5wL^4}{384EI_{LB}} = \frac{5(0.500/12)(30\times12)^4}{384(29000)(623)} = 0.5044in.$$

ភាពដាបសរុបគឺ

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 1.098 + 0.5044 = 1.602in.$$

ភាពដាបអនុញ្ញាតអតិបរមាគឺ

$$\frac{L}{240} = \frac{30(12)}{240} = 1.500in. < 1.602in. \quad \text{(N.G.)}$$

ក្នុងការគណនា ត្រង់ចំណុចនេះ យើងមានជម្រើសពីរ: (1) គណនាភាពដាបដែលមានភាពសុក្រិតជាងដោយ ប្រើមុខកាត់បំលែង ឬ (2) ជ្រើសរើសការបន្សំរវាងដែកធ្នឹម និង shear connector ជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ។ ដោយសារគោលបំណងរបស់ឧទាហរណ៍នេះចង់បង្ហាញពីការប្រើតារាង យើងនឹងជ្រើសរើសជម្រើសទី 2 ។

គណនាម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ដែលត្រូវការ ។ ភាពដាបដែលកើតពីកម្រាលខណ្ឌ និងទម្ងន់ធ្នឹមនឹងមិនផ្លាស់ប្តូរ ដូចនេះភាពដាបអនុញ្ញាតអតិបរមាដែលកើតឡើងដោយសារបន្ទុកដែលអនុវត្តក្រោយពេលបេតុងរឹងមាំគឺ

$$\Delta_2 \text{ អតិបរមា} = 1.50 - \Delta_1 = 1.50 - 1.098 = 0.4020in.$$

ពី $$\Delta_2 = \frac{5wL^4}{384EI_{LB}}$$

I_{LB} ដែលត្រូវការគឺ

$$I_{LB} \ge \frac{5wL^4}{384E\Delta_2} = \frac{5(0.500/12)(30\times12)^4}{384(29000)(0.4020)} = 782in.^4$$

សម្រាប់ $W16\times26$ ជាមួយនឹង PNA 3 និង $Y2 = 4.5in.$, ម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound គឺ $I_{LB} = 804in.^4$ ។ ពី Composite Design Selection Table, សម្រាប់ PNA 3 កម្លាំងកាត់តាមទិសដេកគឺ

$$\sum Q_n = 208kips$$

ដើម្បីទទួលតម្លៃត្រឹមត្រូវ $Y2$ និង I_{LB} ដំបូងគណនាទីតាំងរបស់កម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងបេតុង

$$a = \frac{\sum Q_n}{0.85f'_c A_c} = \frac{208}{0.85(3)(90)} = 0.9063in.$$

$$Y2 = t - \frac{a}{2} = 4.75 - \frac{0.9063}{2} = 4.30in.$$

ពីតារាងម៉ូម៉ង់និចលភាព lower bound ដោយធ្វើ interpolation

$I_{LB} = 788in.^4 > 782in.^4$ (OK)

ចំនួនរបស់ shear connector ដែលត្រូវការគឺ

$$N_1 = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{208}{21.04} = 9.9$$ យក 10 សម្រាប់ពាក់កណ្តាលធ្នឹម ឬសរុប 20 ដើម

ដោយសារគំលាតរបស់រនូត deck, stud មួយសម្រាប់រាល់រនូត 3 សម្រាប់គំលាត $18in.$ នឹងផ្តល់នូវ stud 20 ដើម ។

ចម្លើយ: 3. ដើម្បីបំពេញតម្រូវការភាពដាប បង្កើនចំនួន stud ពី 10 ទៅ 20 ដាក់មួយនៅក្នុងរាល់រនូត 3 ។

ឧទាហរណ៍ ៩.១១ បង្ហាញផលប្រយោជន៍របស់តារាង ។ ជាពិសេស composite Beam Selection Table សម្រួលការគណនា partially composite beam ដែល PNA ស្ថិតនៅក្នុងមុខកាត់ដែកធ្នឹម ។

៩.៩. ធ្នឹមជាប់ (Continuous Beams)

សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសមញ្ញ ចំណុចនៃម៉ូម៉ង់សូន្យនៅត្រង់ទម្រ ។ ចំនួន connector ដែលត្រូវការនៅចន្លោះទម្រ និងចំណុចដែលមានម៉ូម៉ង់អតិបរមាគឺចំនួនពាក់កណ្តាលនៃចំនួនសរុបត្រូវការ ។ សម្រាប់ធ្នឹមជាប់ ចំណុចរបត់ក៏ជាចំណុចនៃម៉ូម៉ង់សូន្យដែរ និងជាទូទៅគេត្រូវការ connector $2N_1$ សម្រាប់ល្វែងនីមួយៗ ។ រូបទី ៩.២៨ a បង្ហាញពីប្រភេទធ្នឹមជាប់ និងតំបន់ដែលត្រូវការ shear connector ។ នៅតំបន់ម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមាន កម្រាលបេតុងនឹងរងកម្លាំងទាញ ដូចនេះវានឹងគ្មានប្រសិទ្ធភាព ។ នៅក្នុងតំបន់នេះ វានឹងមិនមាន composite behavior ដែលយើងត្រូវពិចារណានោះទេ ។ ប្រភេទ composite behavior តែមួយគត់ដែលអាចមានគឺនៅចន្លោះធ្នឹមដែក និងដែកពង្រឹងតាមបណ្តោយនៅក្នុងកម្រាល ។ មុខកាត់ធ្នឹមសមាសដែលត្រូវគ្នាត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.២៨ b ។ ប្រសិនបើគេ ប្រើគំនិតនេះ គេត្រូវផ្តល់នូវចំនួន shear connector គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីទទួលនូវជីក្រៃនៃភាពជាប់រវាងដែកធ្នឹម និងដែកពង្រឹង ។

AISC Specification in Section I3.2 ផ្តល់នូវជម្រើសពីរសម្រាប់ម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមាន ។

1. ដោយឈរតែលើរេស៊ីស្តង់របស់ដែកធ្នឹមប៉ុណ្ណោះ ។
2. ដោយរួមបញ្ចូលទាំងដែកពង្រឹងនៅក្នុងមុខកាត់សមាសត្រូវប្រឈមនឹងលក្ខខណ្ឌខាងក្រោម:
   a. ដែកធ្នឹមត្រូវតែ compact និងមាន latereal support គ្រប់គ្រាន់
   b. គេត្រូវតែដាក់ shear connector នៅតំបន់ម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមាន (ចន្លោះចំណុចម៉ូម៉ង់សូន្យ និងចំណុចម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមានអតិបរមា)

c. ដែកពង្រឹងនៅក្នុងទទឹងប្រសិទ្ធភាពត្រូវតែមានប្រវែងបង្កប់គ្រប់គ្រាន់ (ទំពក់)

រេស៊ីស្តង់របស់មុខកាត់សមាសគួរតែឈរលើការពង្រាយកុងត្រាំងប្លាស្ទិចជាមួយនឹង $\phi_b = 0.85$ ។

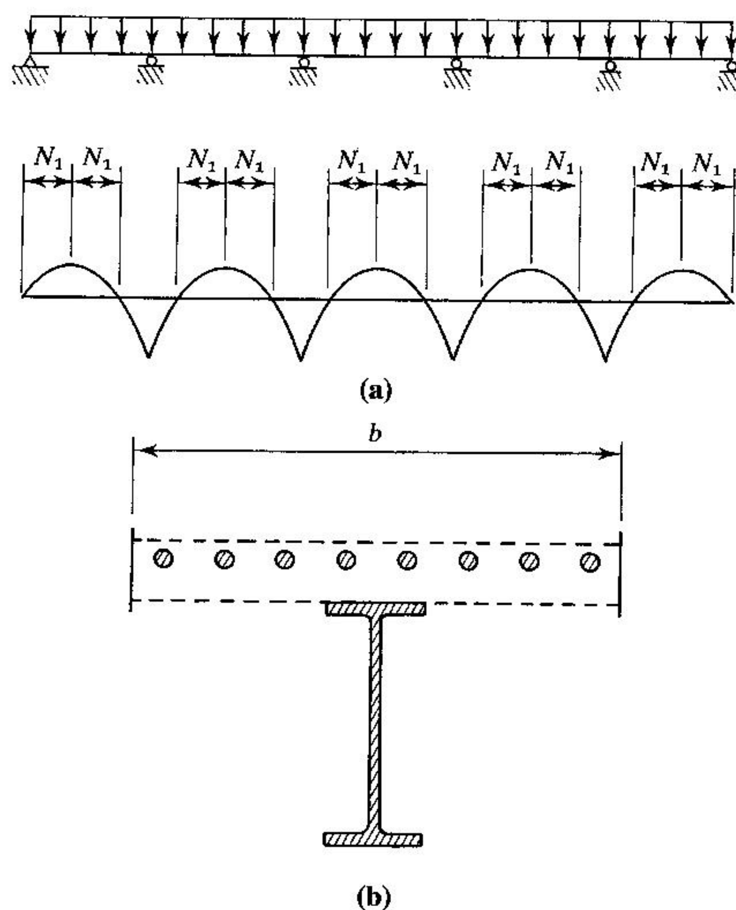
ប្រសិនបើគេគិត composite behavior AISC I5.2 តម្រូវឱ្យយកកម្លាំងកាត់តាមទិសដេកដែលត្រូវបានផ្ទេររវាងចំណុចនៃម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមានអតិបរមា និងចំណុចម៉ូម៉ង់សូន្យមានតម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោម $A_r F_{yr}$ និង $\sum Q_n$ ដែល

A_r = ក្រឡាផ្ទៃរបស់ដែកពង្រឹងនៅក្នុងទទឹងប្រសិទ្ធភាពរបស់កម្រាល

F_{yr} = yield stress របស់ដែកពង្រឹង

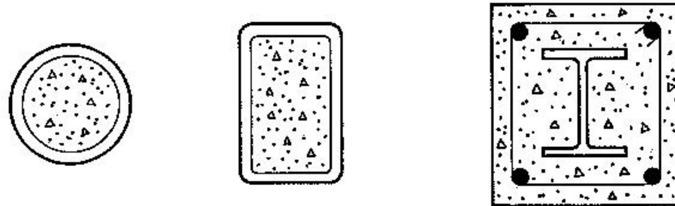
រេស៊ីស្តង់បន្ថែមដែលទទួលពីការបញ្ចូលដែកពង្រឹងមានតម្លៃណាស់ ប៉ុន្តែពេលខ្លះគេប្រើ cover plate នៅក្នុងតំបន់ម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមាន ។

FIGURE 9.28



៩.១០. សសរសមាស (Composite Columns)

សសរសមាសត្រូវបានបែងចែកជាពីរទម្រង់គឺ ដែកបំពងទីបមូល ឬជ្រុងដែលបំពេញដោយបេតុង ឬ rolled steel shape ដាក់នៅក្នុងបេតុងជាមួយនឹងដែកពង្រឹងបណ្តោយ និងដែកកងទទឹងដូចនៅក្នុងសសរបេតុងពង្រឹងដោយដែក។ រូបទី ៩.២៩ បង្ហាញពីទម្រង់ទាំងពីរនេះ។



ការវិភាគសសរសមាសត្រូវបានធ្វើឡើងក្នុងវិធីដូចគ្នាសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់គ្រឿងបង្គុំដែកធម្មតាដែរ ដោយប្រើសមីការដូចគ្នាពី AISC Charpter E ប៉ុន្តែជាមួយនឹងតម្លៃ F_y, E និង r ដែលត្រូវបានកែប្រែដើម្បីទទួលលទ្ធផលដែលទទួលបានពីការពសោធ និងការគណនាត្រូវគ្នា។ មុនពិចារណាសមីការ AISC សម្រាប់តម្លៃទាំងនេះ យើងត្រូវត្រួតពិនិត្យពីគោលការណ៍របស់សមីការសិន។ ប្រសិនបើគេធានាទូវស្ថានភាពលំនឹង គេគិតថារេស៊ីស្តង់របស់អង្គត់សមាសរងការសង្កត់ជាផលបូកនៃរេស៊ីស្តង់តាមអ័ក្សរបស់ដែកធ្នឹម, ដែកពង្រឹង និងបេតុង។ វាត្រូវបានគេហៅថា squash load ហើយត្រូវបានឱ្យដោយ

$$P_n = A_s F_y + A_r F_{yr} + 0.85 f'_c A_c \quad (9.5)$$

ដែល A_s = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ rolled steel shape

A_r = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុបរបស់ដែកពង្រឹងបណ្តោយ

F_{yr} = yield stress របស់ដែកពង្រឹង

A_c = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់បេតុង

សរសៃដែកពង្រឹងជាពេលបច្ចុប្បន្នជាប្រភេទ deformed ដែលផ្ទៃរបស់វាមានសាច់លានចេញដែលជួយបង្កើតភាពស្អិតរវាងដែក និងបេតុងបានល្អ។ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ A_r ដែលត្រូវបានប្រើក្នុងការគណនាជា nominal area ដែលគិតថាក្រឡាផ្ទៃរបស់ដែករលោងដែលមានទម្ងន់ក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងដូចគ្នានឹង deformed bar។ តារាង ៩.១១ បង្ហាញពី nomial diameter និងក្រឡាផ្ទៃសម្រាប់ទំហំដែកស្តង់ដារដែលកំណត់ដោយ ASTM (1996) និង ACI (1995)។

ដើម្បីទទួលបានកុងត្រាំងសរុប ចែកបន្ទុកដែលទទួលបានពីសមីការ ៩.៥ ដោយក្រឡាផ្ទៃរបស់ដែកធ្នឹម:

$$\frac{P_n}{A_s} = F_{my} = F_y + A_r \frac{F_{yr}}{A_s} + 0.85 f'_c \frac{A_c}{A_s} \qquad (9.6)$$

តម្លៃរបស់ F_{my} ដែលទទួលពីសមីការ 9.6 (នៅពេលដែលប្រើជំនួសឱ្យតម្លៃ F_y នៅក្នុងសមីការអង្កត់រងការសង្កត់) ឱ្យលទ្ធផលល្អសម្រាប់ដែកបំពង់ទីបមូល ឬជ្រុងដែលបំពេញដោយបេតុងដែលបេតុងស្ថិតនៅក្នុង steel shape ។ (ដែកពង្រឹងបញ្ឈរមិនត្រូវបានប្រើជាមួយនឹងដែកបំពង់ទីបមូល ឬជ្រុង (concrete-filled pipe or tube) ទេ ដូចនេះ A_r អាចនឹងមានតម្លៃសូន្យសម្រាប់សសរសមាសប្រភេទនេះ) ។

តារាង ៩.១១

លេខដែក	អង្កត់ដែក		ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់	
	in.	mm	in.^{2}	mm^2
3	0.375	9.50	0.11	71.00
4	0.500	12.70	0.20	129.00
5	0.625	15.87	0.31	200.00
6	0.750	19.05	0.44	283.87
7	0.875	22.23	0.60	387.10
8	1.000	25.40	0.79	509.70
9	1.128	28.65	1.00	645.16
10	1.270	32.26	1.27	819.35
11	1.410	35.81	1.56	1006.45
14	1.693	43.00	2.25	1451.61
18	2.257	57.33	4.00	2580.64

សម្រាប់គ្រឿងបង្គុំដែកដែកបង្កប់ក្នុងបេតុង វាមិនមានដែកហ៊ុំព័ទ្ធវាទេ ហើយ structural stability Reseach Council (SSRC, 1979) ណែនាំថាមេគុណកាត់បន្ថយរបស៊ីស្តង់ ACI code (ACI, 1995) ដែលមានតម្លៃ 0.7 ត្រូវបានអនុវត្តទៅលើតួនៃដែកពង្រឹង និងបេតុងនៃសមីការ 9.6 ដូចខាងក្រោម:

$$F_{my} = F_y + 0.7 A_r \frac{F_{yr}}{A_s} + 0.7(0.85) f'_c \frac{A_c}{A_s} \qquad (9.7)$$

$$= F_y + 0.7 A_r \frac{F_{yr}}{A_s} + 0.595 f'_c \frac{A_c}{A_s}$$

ដើម្បីការពារឥទ្ធិពល slenderness គេត្រូវកែតម្រូវភាពរឹងក្រាញក្នុងការពត់របស់អង្កត់ដែលសមាមាត្រ ទៅនឹងបរិមាណ EI/L ។ ការកែតម្រូវនេះត្រូវបានធ្វើឡើងដោយកែប្រែតម្លៃរបស់ E ដូចខាងក្រោម:

$$E_m = E + \text{constant} \times E_c \frac{A_c}{A_s} \qquad (9.8)$$

ដែល $E =$ ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់ដែកគ្រឿងបង្គុំ

E_c = ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចរបស់បេតុង

ទោះបីជាភាពរឹងក្រាញ (stiffeness) សមាមាត្រទៅនឹងម៉ូម៉ង់និចលភាព ផលធៀបក្រឡាផ្ទៃសម្រាប់សសរសមាសផ្តល់លទ្ធផលល្អជាងផលធៀបម៉ូម៉ង់និចលភាព (SSRC, 1979) ។ តម្លៃថេរនៅក្នុងសមីការ ៩.៨ គឺស្មើនឹង 0.4 សម្រាប់ដែកទីបមូល ឬជ្រុងដែលបំពេញដោយបេតុងដែលបង្ហាញពីភាពអនុញ្ញាតនៃភាពរឹងក្រាញរបស់បេតុង 40% និង 0.2 សម្រាប់ដែកគ្រឿងបង្គុំដែលបង្កប់ក្នុងបេតុង (encased shape) ។

កាំនិចលភាពរបស់មុខកាត់សមាសគឺធំជាងកាំនិចលភាពរបស់មុខកាត់ដែកគ្រោងបង្គុំ និងរបស់បេតុង ។ វិធីដែលសុវត្ថិភាពគឺត្រូវប្រើកាំនិចលភាពដែលមានតម្លៃធំនៃកាំនិចលភាពរបស់មុខកាត់ដែកគ្រឿងបង្គុំ ឬកាំនិចលភាពនៃមុខកាត់បេតុង ដែលគេអាចយកស្មើនឹង 0.3 ដងនៃវិមាត្រណាមួយរបស់មុខកាត់នៅក្នុងប្លង់ buckling ។ ដោយកំណត់កាំនិចលភាពរបស់មុខកាត់សមាសជា r_m នោះគេទទួលបាន

$$r_m = r \geq 0.3b$$

ដែល r = កាំនិចលភាពរបស់មុខកាត់ដែកគ្រឿងបង្គុំនៅក្នុងប្លង់ buckling

b = វិមាត្ររបស់មុខកាត់បេតុនៅក្នុងប្លង់ buckling

តម្រូវការរបស់ Specification

AISC provisions សម្រាប់សសរសមាសមានសារៈសំខាន់ដូចគ្នាទៅនឹងអ្វីដែលរៀបរាប់ខាងលើ ។ គេប្រើ Equation E2-1 និង E2-3 ពី Chapter E of the specification ដើម្បីកំណត់ design strength ប៉ុន្តែតម្លៃរបស់ F_y, E និង r ត្រូវបានកែសម្រួល ។ គេត្រូវពឹងផ្អែកលើសមីការ ៩.6 និង ៩.7 ដើម្បីធ្វើការកែសម្រួលតម្លៃទាំងនេះ ។ ពី AISC Section I2.2, តម្លៃកែសម្រួលរបស់ F_y គឺ

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr}(A_r / A_s) + c_2 f'_c (A_c / A_s) \quad \text{(AISC Equation I2-1)}$$

ដែលតម្លៃថេរ c_1 និង c_2 ត្រូវបានគិតសម្រាប់ភាពខុសគ្នារវាង encased sectoon nig concrete-filled pipes and tubes:

$c_1 = 1.0$ និង $c_2 = 0.85$ សម្រាប់ pipes and tubes

$c_1 = 0.7$ និង $c_2 = 0.6$ សម្រាប់ encased shapes

តម្លៃដែលកែសម្រួល AISC E គឺដូចគ្នាទៅនឹងអ្វីដែលឱ្យដោយសមីការ ៩.8 ឬ

$$E_m = E + c_3 E_c (A_c / A_s) \quad \text{(AISC Equation I2-2)}$$

ដែល $c_3 = 0.4$ សម្រាប់ pipes and tubes

$c_4 = 0.2$ សម្រាប់ encased shapes

AISC I2.2 កំណត់តម្លៃ r_m ឱ្យស្មើទៅនឹងអ្វីដែលឱ្យដោយសមីការ 9.9

$$r_m = r \geq 0.3b$$

ដើម្បីឱ្យសសរសមាសមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់ គេត្រូវពិនិត្យមើលនូវការកំណត់ខាងក្រោមដែលឱ្យដោយ AISC I2.1:

1. ដែកគ្រឿងបង្គុំត្រូវតែមានយ៉ាងតិច 4% នៃក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុប ឬអង្គត់រងការសង្កត់ធ្វើការដូចសសរបេតុងអារម៉េជាជាងធ្វើការដូចសសរសមាស ។
2. Encased sections ត្រូវតែគោរពតាមលក្ខខណ្ឌលំអិតខាងក្រោម:
   a. គេត្រូវតែប្រើទាំងដែលបញ្ឈរ និងដែកកង ។ គំលាតរបស់ដែកកងមិនត្រូវធំជាងពីរភាគបី នៃវិមាត្រតូចជាងគេរបស់បេតុង ។ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់របស់ដែកមេ និងដែកកងមិនត្រូវតូចជាង $0.007in.^2/in.$ ឬ $0.18mm^2/mm$ នៃគំលាតដែក ។
   b. វាត្រូវតែមានកម្រាស់បេតុងការពារដែកយ៉ាងតិច $1.5in. \approx 38mm$ សម្រាប់ដែកកង និងដែកបញ្ឈរ ។
   c. ដែកបញ្ឈរដែលទ្រទម្ងន់ (load-carrying longitudinal reinforcement) ត្រូវតែជាប់នៅ framed level ។ ដែកបញ្ឈរសម្រាប់ទប់បេតុងអាចផ្តាច់នៅត្រង់ framed level.
3. រេស៊ីស្តង់របស់បេតុង f'_c ត្រូវតែស្ថិតនៅចន្លោះ $3ksi \approx 21MPa$ និង $8ksi \approx 55MPa$ សម្រាប់បេតុងទម្ងន់ធម្មតា (មិនមានលទ្ធផលពិសោធន៍សម្រាប់ f'_c ធំជាង $55MPa$ ទេ) និងយ៉ាងតិចបំផុត $4ksi \approx 28MPa$ សម្រាប់បេតុងទម្ងន់ស្រាល ។
4. ក្នុងការគណនា Yield stress របស់ដែកគ្រឿងបង្គុំ និងដែកពង្រឹងបញ្ឈរមិនត្រូវធំជាង $55ksi \approx 380MPa$ ទេ ។ ការកំណត់ត្រូវបានទទួលពីការពិចារណា local stability ។ នៅពេលដែលដែកគ្រឿងបង្គុំហ៊ុំព័ទ្ធដោយបេតុង វានឹងមិនមាន local stability ទេ ។ បេតុងនឹងអាចហ៊ុំព័ទ្ធដែកបានគ្រប់គ្រាន់បើវាមិនមានការផ្ទុះផ្ទៃបេតុង (spall) ។ ប្រសិនបើគេសន្មត់ឱ្យបេតុងមាន spall នៅពេលបេតុងមាន strain 0.0018 នោះកុងត្រាំងដែកត្រូវរក្សានៅក្នុងដែកគឺ

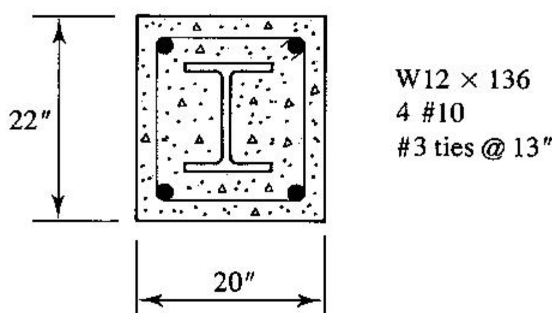
   $$F_{\max} = \varepsilon_{\max} E = 0.0018(29000) = 52.2ksi$$

   ដែលត្រូវបានគិតជាតម្លៃកំណត់ត្រឹម $55ksi$ ។
5. ដើម្បីការពារ local buckling នៅក្នុង pipes ឬ tubes ដែលបំពេញដោយបេតុង កម្រាស់របស់ pipes ឬ tubes មិនត្រូវតូចជាង

$t = b\sqrt{F_y/3E}$ សម្រាប់មុខកាត់ចតុកោណដែលមានទទឹងខាងក្រៅ b

ឬ $t = D\sqrt{F_y/8E}$ សម្រាប់មុខកាត់រង្វង់ដែលមានអង្កត់ផ្ចិតខាងក្រៅ D

ឧទាហរណ៍ ៩.១២: អង្កត់រងការសង្កត់សមាសដែលមាន $W12\times136$ ត្រូវបានដាក់នៅក្នុងសសរបេតុងដែលមានទំហំ $20\times22in.$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ៩.៣០ ។ គេប្រើដែក #10 បួនដើមជាដែកបញ្ឈរ និងដែក #3 ជាដែកកងដែលមានគំលាត $13in.$ ដោយគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស ។ ដែកមាន yield stress $F_y = 50MPa$ ហើយគេប្រើដែកពង្រឹងប្រភេទ Grade 60 ។ រេស៊ីស្តង់របស់បេតុងគឺ $f'_c = 5ksi$ ។ គណនា design strength សម្រាប់ប្រវែង ប្រសិទ្ធភាព $16\,ft$ សម្រាប់អ័ក្សទាំងពីរ ។



ចម្លើយ: គេកំណត់តម្លៃកែសម្រួល F_{my} និង E_m ដែលបានពី AISC Equation I2-1 និង I2-2 ។ តម្លៃដែលត្រូវការសម្រាប់សមីការទាំងនេះគឺ:

$F_{yr} = 55ksi$ តម្លៃដែលកំណត់ដោយ AISC I2.1

$A_r = 4(1.27) = 5.08in.^2$

$A_c =$ net area របស់បេតុង $= 20(22) - A_s - A_r = 440 - 39.9 - 5.08$

$= 395.0in.^2$

សម្រាប់ $f'_c = 5ksi$

$$E_c = w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = (145)^{1.5}\sqrt{5} = 3904ksi$$

ពី AISC Equation I2-1, yield stress ដែលកែសម្រួលគឺ

$$F_{my} = F_y + c_1F_{yr}\left(\frac{A_r}{A_s}\right) + c_2 f'_c\left(\frac{A_c}{A_s}\right)$$

$$= 50 + 0.7(55)\left(\frac{5.08}{39.9}\right) + 0.6(5)\left(\frac{395}{39.9}\right) = 84.60ksi$$

ពី AISC Equation I2-2, ម៉ូឌុលអេឡាស្ទិចដែលកែសម្រួលគឺ

$$E_m = E + c_3 E_c\left(\frac{A_c}{A_s}\right) = 29000 + 0.2(3904)\left(\frac{395}{39.9}\right) = 36730ksi$$

កាំនិចលភាពដែលត្រូវបានប្រើនៅក្នុងសមីការអង្គត់រងការសង្កត់នៃ AISC Cahpter E អាចជា r សម្រាប់ដែកគ្រឿងបង្កុំ ឬ $0.3b$ ដោយយកមួយណាដែលមានតម្លៃធំជាង ។ នៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ buckling នឹងកើតឡើងធៀបនឹងអ័ក្ស y របស់អង្គត់ ដូចនេះ r សម្រាប់មុខកាត់គឺ $r_y = 3.16in$ ។ នៅក្នុងប្លង់ buckling

$0.3b = 0.3(20) = 6in.$ (លុប)

ដូចនេះ $r_m = 6in.$ ។ គេអាចគណនា design strength

ដូចគ្នាសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ធម្មតាដោយប្រើ តម្លៃកែសម្រួល F_{my}, E_m និង r_m ជំនួសឱ្យ F_y, E និង r

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi}\sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} = \frac{16(12)}{6\pi}\sqrt{\frac{84.60}{36730}} = 0.4888 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_{my} = (0.658)^{(0.4888)^2}(84.60) = 76.55ksi$$

nominal strength គឺ

$$P_n = A_s F_{cr} = 39.9(76.55) = 3054kips$$

ហើយ design strength គឺ

$$\phi_c P_n = 0.85(3054) = 2600kips$$

ចម្លើយ: design compressive strength គឺ $2600kips$

តារាងសម្រាប់វិភាគ និងគណនា Tables for Analysis and Design

Part 5 of the Manual មានតារាងដែលសម្រួលយ៉ាងខ្លាំងដល់ការវិភាគ និងការគណនាសសរសមាស ។ តារាងទាំងនេះមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹង column strength table នៅក្នុង Part 3 of the Manual ។ គេឱ្យ axial compressive design strength ជាអនុគមន៍ទៅនឹងប្រវែងប្រសិទ្ធភាពសម្រាប់ concrete-filled pipes and tubes និងសម្រាប់ encased W-shapes ។ សម្រាប់ encased column ដែកមេ និងដែកកងដែលបំពេញតម្រូវការ AISC ត្រូវបានរាប់បញ្ចូល ។ គេឱ្យតម្លៃ r_{mx}/r_{my} សម្រាប់ករណីទាំងនោះដែល $K_x L \neq K_y L$ ។

ឧទាហរណ៍ ៩.១៣: អង្កត់រងការសង្កត់ដែលមានប្រវែង 18 ft ត្រូវទ្រទ្រង់បន្ទុកធ្វើការ (service load) សរុប 1000$kips$ ដែលផ្សំឡើងដោយចំណែកស្មើគ្នានៃបន្ទុកថេរ និងបន្ទុកអថេរ ។ អង្កត់នេះមានទម្រ pinned នៅចុងទាំងសង្ខាង ជាមួយនឹងទម្របន្ថែមនៅកម្ពស់ពាក់កណ្តាលតាមអ័ក្សខ្សោយ ។ ប្រើតារាងនៅក្នុង Part 5 of the Manual ដើម្បីជ្រើសរើសដែក W ដែលមានរូបរាងការេដែលបង្កប់ក្នុងបេតុង (square encased W-shape) ជាមួយនឹងក្រឡាផ្ទៃបេតុងដែលតូចជាងគេដែលអាចធ្វើទៅបាន ។ ប្រើដែក $A36$ ដែកសរសៃ grade 60 និង $f'_c = 3.5ksi$ ។

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកតាមអ័ក្សមេគុណគឺ

$$P_u = 1.2(500) + 1.6(500) = 1400kips$$

តាមការអង្កេតលើតារាងបង្ហាញថា សម្រាប់ $f'_c = 3.5ksi$ និងតម្លៃនៃ r_{mx}/r_{my} ប្រែប្រួលពី 1.0 ទៅ 1.22 ដែលតម្លៃភាគច្រើនស្មើនឹង 1.0 ។ ដោយសារ

$$\frac{K_x L}{K_y L} = 2 > 1.22$$

$K_x L$ នឹងលុប ។ សន្មត់ថា $r_{mx}/r_{my} = 1.0$ រួចបញ្ចូលទៅក្នុងតារាងជាមួយនឹង

$$KL = \frac{K_x L}{r_{mx}/r_{my}} = \frac{18}{1.0} = 18\,ft$$

តារាងខាងក្រោមបង្ហាញពីជម្រើសដែលអាចធ្វើបាន

ទំហំមុខកាត់បេតុង	ដែកគ្រឿងបង្គំ	r_{mx}/r_{my}	$\phi_c P_n$
18×18	W10×112	1.0	1450kips
20×20	W12×87	1.0	14250kips

ទោះបីជាសសរ 20×20 ត្រូវការដែកគ្រឿងបង្គំតូចជាងក៏ដោយ តែលក្ខខណ្ឌតម្រូវឱ្យយកទំហំបេតុងអប្បបរមា ដូចនេះយើងជ្រើសរើស 18×18 ។

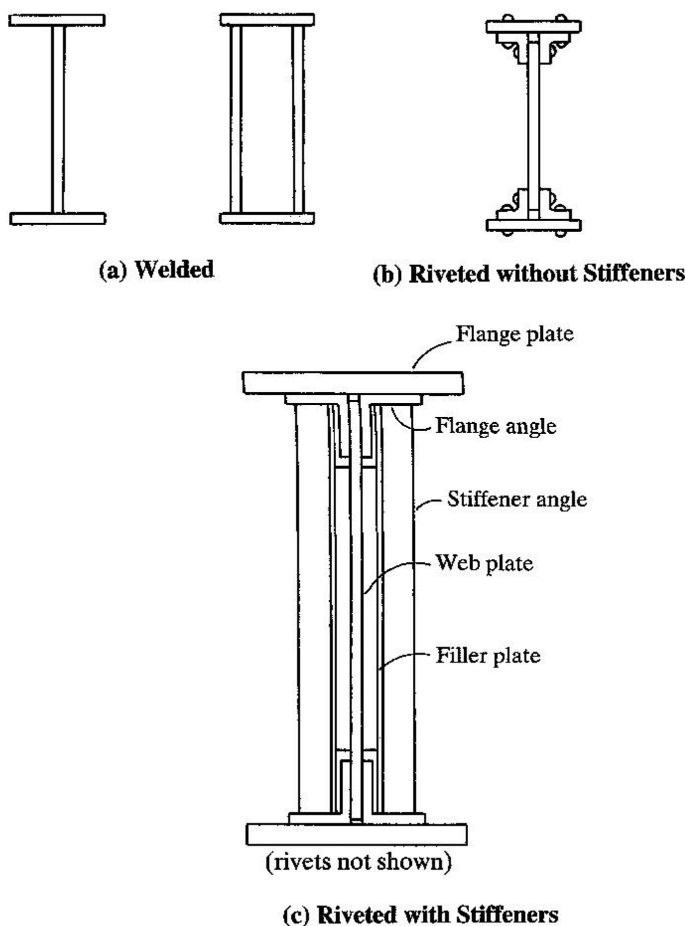
ចម្លើយ: ប្រើសសរមុខកាត់ 18×18 ជាមួយនឹង W10×12 ដែកសរសៃ #8 បួនដើម ដែកកង #3 ដោយគំលាត 12$in.$ ។ គិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស ។

X. រតដែកបន្ទះ
Plate Girder

១០.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

ជាទូទៅ plate girder ត្រូវបានគេគិតជា flexural member ដែលមុខកាត់របស់វាត្រូវបានផ្គុំឡើងដោយ plate elements ។ AISC ចាត់ទុកធ្នឹមខុសពី plate girder ដោយឈរលើ web slenderness ។ Plate girder ជាធ្នឹមធំទាំងល្វែង និងមុខកាត់ ដែលមុខកាត់ធំនេះជាវិបាកមកពីល្វែងវែង។ ប្រសិនបើគេមិនមាន hot-rolled steel shape ធំគ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ល្វែង និងការដាក់បន្ទុកដែលឱ្យ ជាទូទៅជម្រើសទីមួយគឺគេប្រើ rolled shape ជាមួយនឹង cover plate បន្ថែមនៅលើស្លាបមួយ ឬនៅលើស្លាបទាំងពីរ ។ ប្រសិនបើជម្រើសនេះមិនអាចផ្តល់រេស៊ីស្តង់ម៉ូម៉ង់គ្រប់គ្រាន់ មុខកាត់ដែលមានលក្ខណៈត្រូវការពិតប្រាកដអាចត្រូវបានផលិតពី plate elements ។ ប៉ុន្តែប្រសិនបើល្វែងមានប្រវែងវែង នោះកម្ពស់ និងទម្ងន់របស់ built-up girder អាចនឹងធំ ពេលនោះគេអាចប្រើជម្រើសផ្សេងទៀត ដូចជា truss ។

FIGURE 10.1



(a) Welded (b) Riveted without Stiffeners

(c) Riveted with Stiffeners

មុខកាត់របស់ plate girder អាចមានច្រើនទម្រង់។ រូបទី ១០.១ បង្ហាញពីលទ្ធភាពរបស់មុខកាត់ plate girder ខ្លះ។ ទម្រង់ធម្មតារបស់ plate girder គឺទ្រនុងទោលជាមួយនឹងស្លាបពីរស្មើគ្នា ដែលគ្រប់ផ្នែកទាំងអស់ភ្ជាប់គ្នាដោយការផ្សារ។ មុខកាត់ប្រអប់ដែលមានទ្រនុងពីរ និងស្លាបពីរជា torsionally superior shape និងអាចត្រូវបានប្រើនៅពេលដែលគេត្រូវការ unbraced length ធំ។ Hubrid girder ជាប្រភេទរតដែលដែកស្លាបមានរេស៊ីស្តង់ធំជាងដែកទ្រនុង ហើយពេលខ្លះក៏ត្រូវបានគេប្រើប្រាស់។

មុនពេលដែលការផ្សារត្រូវបានប្រើទូលំទូលាយ ការតភ្ជាប់គ្រឿងផ្គុំរបស់មុខកាត់គឺជាការពិចារណាចំបងក្នុងការគណនា plate girder។ គ្រប់តំណទាំងអស់ត្រូវបានធ្វើឡើងដោយប្រើរីវេ ដូចនេះគេមិនមានវិធីដើម្បីភ្ជាប់ស្លាបទៅទ្រនុងដោយផ្ទាល់ទេ។ គេត្រូវបញ្ចូលមុខកាត់បន្ថែមដើម្បីផ្ទេរបន្ទុកពីគ្រឿងបង្គុំមួយទៅគ្រឿងបង្គុំមួយទៀត។ បច្ចេកទេសធម្មតាក្នុងការតភ្ជាប់គឺការប្រើដែកកែងមួយគូដោយដាក់ខ្នងទល់ខ្នងដើម្បីភ្ជាប់ស្លាបទៅទ្រនុងដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.១ b។ ប្រសិនបើគេត្រូវការ web stiffener ដែកកែងមួយគូក៏ត្រូវបានប្រើសម្រាប់គោលបំណងនេះ។ ដើម្បីជៀសវាងការប្រឆាំងគ្នារវាង stiffener angle និង flang angle គេត្រូវបន្ថែម filler plate ទៅលើទ្រនុង ដូចនេះ stiffener អាចឃ្លាតពី lange angle ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.១ c។ ប្រសិនបើគេត្រូវការមុខកាត់ប្រែប្រួល គេអាចប្រើ cover plate ដែលមានប្រវែងផ្សេងគ្នាមួយ ឬច្រើនភ្ជាប់ទៅនឹងស្លាបដោរីវេ។ ទោះបីជាគេអាចប្រើ cover plate ជាមួយនឹង welded plate girder ក៏ដោយ ក៏វិធីដ៏សាមញ្ញជាងគេគឺការប្រើនូវ flange plate ដែលមានកម្រាស់ផ្សេងគ្នា ដែលផ្សារ end-to-end នៅទីតាំងផ្សេងគ្នាតាមបណ្តោយរបស់ girder។ គេអាចមើលឃើញយ៉ាងច្បាស់ថា welded plate girder គឺល្អជាង riveted pr bolted girder ដោយគិតលើភាពងាយស្រួល និងប្រសិទ្ធភាព។ យើងពិចារណាតែ I-shaped welded plate girder នៅក្នុងជំពូកនេះ។

មុននឹងពិចារណាពីតម្រូវការជាក់លាក់របស់ AISC Specification សម្រាប់ plate girder យើងចាំបាច់ត្រួតពិនិត្យក្នុងវិធីទូទៅបំផុតពីភាពខុសគ្នារបស់ plate girder និង rolled beam ធម្មតា។ ទោះបីជាយើងបានសិក្សាពី flexural member នៅក្នុងជំពូក ៥, “Beams” ក៏ដោយ ក៏ plate girder មានតម្រូវការ flexural strength និង shear strength ពិសេសផ្សេង។

១០.២. ការពិចារណាទូទៅ (General Considerations)

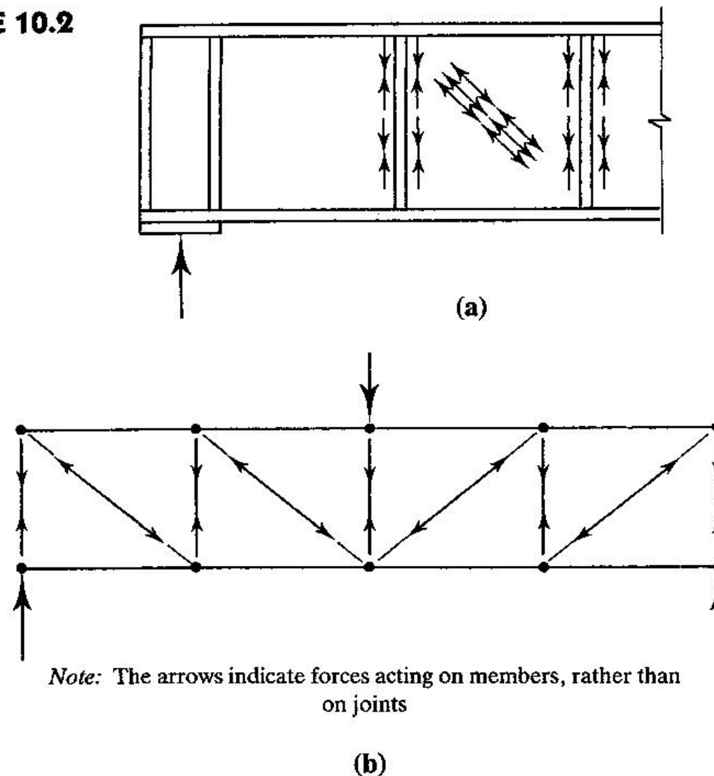
បញ្ហាដ៏ធំក្នុងការគណនាគ្រឿងបង្គុំដែកគឺការផ្តល់នូវ local stability ឬលំនឹងសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំទាំងមូល។ ដោយសារ standard hot-rolled structural shapes មានលក្ខណៈសមាមាត្រដូចនេះបញ្ហា local

stability ត្រូវបានកាត់បន្ថយ ឬត្រូវបានកាត់បន្ថយដល់កំរិតអប្បបរមា។ ប៉ុន្តែនៅពេលដែលគេប្រើ plate girder, designer ត្រូវតែគិតពីកត្តាជាច្រើនដែលភាគច្រើន rolled shape មិនមានបញ្ហាក៏ដោយ។ ទ្រនុងស្តើង និងខ្ពស់បង្កើតនូវបញ្ហាជាច្រើននៅពេលដែលចាត់ទុកជាមួយនឹង plate girder ដោយរួមបញ្ចូលទាំង local instability ។ ការយល់ដឹងពីគោលការណ៍របស់ AISC provions សម្រាប់ plate girder ទាមទារនូវចំណេះដឹងពី stability theory ជាពិសេស plate stability ។ ប៉ុន្តែនៅក្នុងសៀវភៅនេះបង្ហាញតែគោលការណ៍តម្រូវការរបស់ Specification និងការអនុវត្តរបស់វាតែប៉ុណ្ណោះ។ ប្រសិនបើមានការចាប់អារម្មណ៍ និងចង់ស្វែងយល់បន្ថែម Guide to stability Criteria for Metal Structures (Johnston, 1976) ជាចំណុចសម្រាប់ចាប់ផ្តើមដ៏ល្អ ហើយ Buckling Strength of Metal Structures (Bleich, 1952) និង Theory of Elastic stability (Timoshenko and Gere, 1961) នឹងផ្តល់នូវមូលដ្ឋានគ្រឹះនៃ stability theory ។

Plate girder ឈរលើរេស៊ីស្តង់ដែលមានក្រោយពេលទ្រនុង buckle ដូចនេះ flexural strength ភាគច្រើននឹងកើតពីស្លាប។ ស្ថានភាពកំណត់ដែលត្រូវពិចារណាគឺស្លាបរងការទាញ yield និងស្លាបរងការសង្កត់ buckle ។ ស្លាបរងការសង្កត់ដែលរង buckle អាចមានទម្រង់ vertical buckling នៅក្នុងទ្រនុង ឬ flange local buckling (FLB) ឬវាអាចកើតឡើងដោយសារ lateral-torsional buckling (LTB) ។

នៅក្នុងទ្រនុង girder ទីតាំងដែលមានកម្លាំងកាត់ធំច្រើនតែស្ថិតនៅក្បែរទម្រ និងនៅត្រង់ ឬនៅក្បែរអ័ក្សណឺត។ ប្លង់មេនឹងទ្រេតធៀបទៅនឹងអ័ក្សបណ្តោយរបស់អង្កត់ ហើយកុងត្រាំងមេជាកម្លាំងទាញ អង្កត់ទ្រូង ឬកម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូង។ កម្លាំងទាញអង្កត់ទ្រូងមិនបង្កើតបញ្ហាទេ តែកម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូង បណ្តាលឱ្យទ្រនុង buckle ។ បញ្ហានេះអាចជៀសវាងបានតាមបីរបៀបៈ (1) គេអាចធ្វើឱ្យផលធៀបកម្ពស់លើកម្រាស់ (depth-to-thickness ratio) របស់ទ្រនុងមានតម្លៃតូចល្មមដែលអាចលុបបំបាត់បញ្ហានេះបាន (2) គេអាចប្រើ web stiffeners ដើម្បីបង្កើតជា panel ដើម្បីបង្កើន shear strength ឬ (3) គេអាចប្រើ web stiffeners ដើម្បីបង្កើតជា panel ដែលទប់ទល់នឹងកម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូងតាមរយៈ tension field action ។ រូបទី ១០.២ បង្ហាញពីគំនិតនៃ tension field action ។ នៅចំណុចដែលជិតកើតមាន buckling ទ្រនុងបាត់បង់លទ្ធភាពរបស់វាក្នុងការទប់ទល់កម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូង ហើយកុងត្រាំងនេះបានផ្លាស់ប្តូរទៅ stiffeners ខាង និងស្លាប។ Stiffener ទប់ ទល់នឹងបង្គុំកម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូងបញ្ឈរ ហើយស្លាបទប់ទល់នឹងបង្គុំកម្លាំងដេក។ គេត្រូវការឱ្យទ្រនុងទប់ទល់នឹងកម្លាំងទាញអង្កត់ទ្រូង ដូចនេះទើបមានពាក្យ tension-field action ។ ការធ្វើការនេះមានលក្ខណៈដូចគ្នានឹង pratt truss ដែលអង្កត់ទ្រនុងបញ្ឈរទ្រកម្លាំងសង្កត់ អង្កត់ទ្រនុងអង្កត់ទ្រូងទ្រកម្លាំងទាញ ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ១០.២ b ។ ដោយសារជាក់ស្តែង tension field កើតមានបានលុះត្រាតែទ្រនុងចាប់ផ្តើម buckling

ដូចនេះ វាអាចចូលរួមនៅក្នុងរេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់របស់ទ្រនុងបានលុះត្រាតែទ្រនុង buckling សិន។ រេស៊ីស្តង់សរុបនឹង ផ្សំឡើងដោយរេស៊ីស្តង់មុនពេល buckling និងរេស៊ីស្តង់ក្រោយពេល buckling ដែលទទួលពី tension field action ។



ប្រសិនបើ unstiffened web មិនមានលទ្ធភាពអាចទប់ទល់នឹងកម្លាំងកាត់អនុវត្តន៍ នោះគេត្រូវប្រើ stiffener ដែលមានគំលាតស្មើៗគ្នាដើម្បីបង្កើន tension field action ។ មុខកាត់ដែលត្រូវការ stiffener ត្រូវបានគេហៅថា intermidate stiffener មានទំហំតូចពីព្រោះគោលបំណងដំបូងរបស់វាគឺផ្តល់នូវ stiffener ប្រសើរជាងការទប់ទល់កម្លាំងអនុវត្តន៍ដោយផ្ទាល់ ។

គេអាចត្រូវការ stiffener បន្ថែមនៅត្រង់ចំណុចបន្ទុកចំចំណុចសម្រាប់គោលបំណងការពារទ្រនុងពីបន្ទុកសង្កត់ដោយផ្ទាល់ ។ stiffener នេះត្រូវបានគេឱ្យឈ្មោះថា bearing stiffener ហើយវាត្រូវតែសមាមាត្រដើម្បីទប់ទល់បន្ទុកអនុវត្តន៍ ។ វាក៏អាចធ្វើការជា intermidate stiffener ក្នុងពេលជាមួយគ្នាផងដែរ ។ រូបទី ១០.៣ បង្ហាញពី bearing stiffener ដែលផ្សំឡើងដោយបន្ទះចតុកោណកែងពីរនៅសងខាងទ្រនុង girder ។ បន្ទះដែកបន្ថែមត្រូវបានកាត់បិុតនៅជ្រុងខាងក្នុងទាំងលើ និងក្រោមដើម្បីជៀសវាងទឹកបន្ទារ flange-to-web ។ ប្រសិន

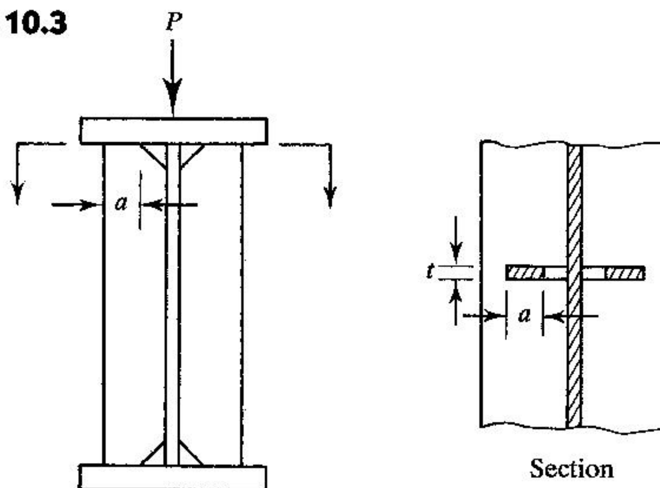
បើគេសន្មត់ stiffener ឱ្យទប់ទល់បន្ទុកអនុវត្តន៍សរុប P ដោយសុវត្ថិភាព (ការសន្មត់ចោលនូវការចូលរួមរបស់ទ្រនុង) នោះគេអាចសរសេរ bearing stress ត្រង់ផ្ទៃប៉ះជា

$$f_p = \frac{P}{A_{pb}}$$

ដែល $A_{pb} =$ projected bearing area $= 2at$ (មើលរូបទី ១០.៣)

ឬគេអាចសរសេរ bearing load ជំនួសឱ្យការប្រើ bearing stress ជា

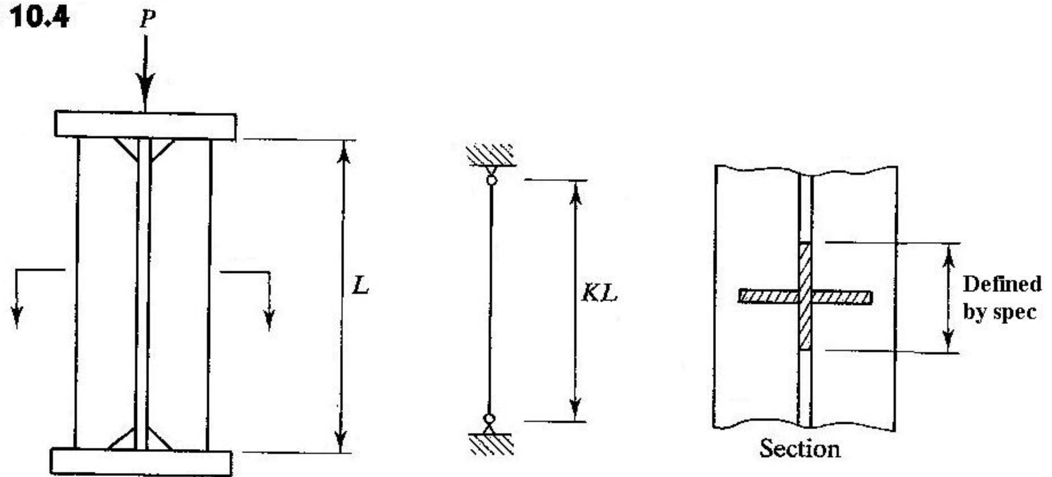
$$P = f_p A_{pb} \qquad (10.1)$$



លើសពីនេះ stiffener មួយគូជាមួយនឹងទ្រនុងដែលមានប្រវែងខ្លីត្រូវបានគិតជាសសរដែលមានប្រវែងប្រសិទ្ធភាពតូចជាងកម្ពស់របស់ទ្រនុង ហើយត្រូវបានអង្កេតដោយប្រើ Specification provision ដូចអង្គត់រងការសង្កត់ដទៃទៀតដែរ ។ មុខកាត់នេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.៤ ។ ជាទូទៅ រស៊ីស្តង់សង្កត់គួរឈរលើកាំនិចលភាពធៀបអ័ក្សក្នុងប្លង់របស់ទ្រនុង ដែលភាពគ្មានលំនឹងធៀបនឹងអ័ក្សមេដ៏ទៃត្រូវបានការពារដោយទ្រនុងខ្លួនឯង ។

ស្ថានភាពកំណត់ដែលទទួលបានពីការអនុវត្តរបស់បន្ទុកចំចំណុចទៅលើស្លាបខាងលើរបស់ទ្រនុង yielding, ទ្រនុង crippling (buckling) ហើយ sidesway buckling ។ Sidesway web buckling កើតមាននៅពេលកម្លាំងសង្កត់នៅក្នុងទ្រនុងបង្កឱ្យស្លាបរងការទាញ buckle តាមទទឹង ។ បាតុភូតនេះអាចកើតមាននៅពេ ដែលស្លាបមិនមានលទ្ធភាពគ្រប់គ្រាន់ប្រឆាំងនឹងចលនាទៅវិញទៅមករបស់ stiffener ឬ lateral bracing ។

■ FIGURE 10.4



ទឹកបន្សារសម្រាប់ការតភ្ជាប់គ្រឿងបង្គុំរបស់ plate girder ត្រូវបានគណនាដូចគ្នានឹងការគណនាតំណផ្សារដទៃទៀតដែរ។ ទឹកបន្សារ flang-to-web ត្រូវតែទប់ទល់នឹងកម្លាំងកាត់តាមទិសដេកនៅត្រង់ផ្ទៃប៉ះរវាងគ្រឿងបង្គុំពីរ។ កម្លាំងកាត់អនុវត្តន៍នេះ ត្រូវបានគេហៅថា shear flow ដែលជាទូទៅត្រូវបានគិតជាកំលាំងក្នុងមួយឯកត្តាប្រវែងរបស់ girder ដើម្បីអាចទប់ទល់ដោយទឹកបន្សារ។ ពីជំពូក ៥ shear flow ដែលឈរលើ elastic behavior ត្រូវបានឱ្យដោយ

$$f = \frac{VQ}{I_x}$$

ដែល Q ជាម៉ូម៉ង់ទីមួយនៃក្រឡាផ្ទៃរវាងប្លង់កម្លាំងកាត់តាមទិសដេក និងផ្ទៃនៃមុខកាត់ខាងក្រៅធៀបនឹងអ័ក្សណឺត។ សមីការខាងនេះជាសមីការ 5.6 សម្រាប់កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់ដែលគុណដោយទទឹងរបស់ប្លង់កម្លាំងកាត់។ ដោយសារតែជាទូទៅកម្លាំងកាត់អនុវត្តន៍ប្រែប្រួល ដូចនេះប្រសិនបើគេប្រើការផ្សារដោយដែលមិនជាប់ នោះគំលាតរបស់វានឹងប្រែប្រួលទៅតាមនោះដែរ។

១០.៣. តម្រូវការរបស់ AISC (AISC Requirments)

តម្រូវការសម្រាប់ plate girder ត្រូវបានបរិយាយនៅក្នុង Chapter 6 of the AISC Speciffication ហើយ Appendix G មាននិយាយពីគោលបំណងក្នុងការអនុវត្តរបស់ plate girder។

ទោះជា flexural member ត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា beam ឬ plate girder ក៏ដោយ ក៏វានៅតែជាអនុគមន៍ទៅនឹង web slendernedd h/t_w ដែល h ជាកម្ពស់របស់ទ្រនុងចន្លោះផ្ទៃខាងក្នុងរបស់ស្លាប និង t_w ជាកម្រាស់របស់ទ្រនុង។ ប្រសិនបើ $h/t_w < 2550/\sqrt{f_{yf}}$ (ខ្នាត IS) $h/t_w < 970/\sqrt{f_{yf}}$ (ខ្នាត US)

អង្កត់ត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា beam ហើយគេត្រូវអនុវត្តការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Chapter F ដោយមិនគិតថាអង្កត់នេះជា bult-up ពី plate ឬជា hot-rolled shape ។ ប្រសិនបើ $h/t_w > 2550/\sqrt{f_{yf}}$ (ខ្នាត IS) អង្កត់ត្រូវបានចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា plate girder ហើយគេត្រូវអនុវត្តការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Chapter G ។ ដូចនេះ flexural member ដែលមាន slender web ដែល slenderness ត្រូវបានកំណត់នៅក្នុង AISC Chapter B ត្រូវបានគិតជា plate girder ។ ចំណាំថា នៅពេលដែលគេប្រើ hybrid girder តម្លៃកំណត់របស់ h/t_w គឺឈរលើ F_{yf} yield stress របស់ស្លាប ។ មូលហេតុគឺថា លំនឹងរបស់ទ្រនុងប្រឆាំងនឹង flexural buckling គឺអាស្រ័យនឹង strain នៅក្នុងស្លាប (Zahn, 1987) ។

ដើម្បីបង្កា vertical buckling របស់ស្លាបទៅក្នុងទ្រនុង AISC Appendix G2 បានឱ្យនូវដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុតសម្រាប់ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio) ht_w ។ តម្លៃដែលកំណត់នេះជាអនុគមន៍ទៅនឹង aspect ratio a/h របស់ girder plate ដែលជាផលធៀបគំលាតរបស់ intermediate stiffener លើកម្ពស់ទ្រនុង (មើលរូបទី ១០.៥):

សម្រាប់ $a/h \le 1.5$,

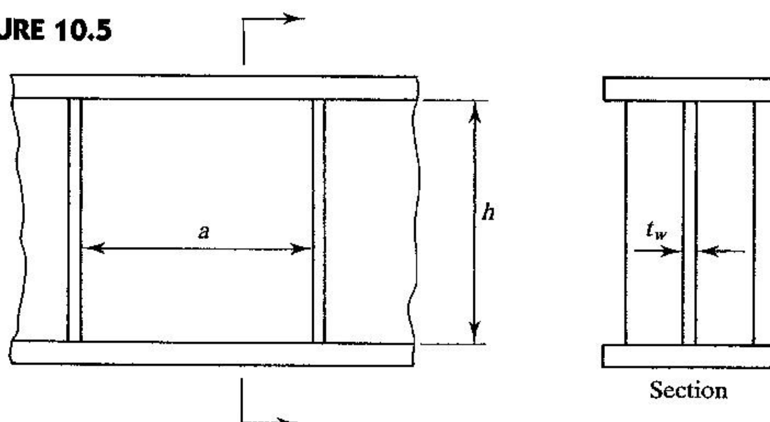
$$\frac{h}{t_w} \le \frac{2000}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត US)} \qquad \frac{h}{t_w} \le \frac{5250}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត IS)} \quad \text{(AISC Equation A-G1-1)}$$

សម្រាប់ $a/h > 1.5$,

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{14000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf}+16.5)}} \text{ (ខ្នាត US)}$$

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{96530}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf}+114\right)}} \text{ (ខ្នាត IS)} \qquad \text{(AISC Equation A-G1-2)}$$

ដែល a ជា clear distance រវាង stiffeners ។



១០.៤. រេស៊ីស្តង់រងការពត់ (Flexural Strength)

Design flexural strength របស់ plate girders គឺ $\phi_b M_n$, ដែល $\phi_b = 0.90$ ។ Norminal flexural strength M_n គឺឈរនៅលើស្លាបរងការទាញ yielding ឬក៏ស្លាបរងការសង្កត់ buckling ។ គេអាចកំណត់ Bucling strength របស់ស្លាបរងការសង្កត់ដោយ flang local buckling (FLB) ឬក៏ lateral-torsional buckling (LTB) ។ Vertical buckling របស់ស្លាបរងការសង្កត់ទៅក្នុងទ្រនុងត្រូវបានដកចេញពីការពិចារណាដោយសារការកំណត់ដែលឱ្យដោយ AISC Equation A-G1-2 និង A-G1-2 (Cooper, Galambos, and Ravindra, 1978) ។

Tension Flange Yielding

ពីជំពូក ៥. កុងត្រាំងពត់អតិបរមានៅក្នុង flexural member ដែលកោងធៀបទៅនឹងអ័ក្សខ្លាំងរបស់វាគឺ

$$f_b = \frac{M}{S_x}$$

ដែល S_x ជាម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិច (elastic section modulus) ធៀបអ័ក្សខ្លាំង ។ សរសេរសមីការម៉ូម៉ង់ពត់ជាអនុគមន៍ទៅនឹងម៉ូឌុលមុខកាត់ និងកុងត្រាំង គេទទួលបាន

$$M = S_x f_b \qquad (10.2)$$

AISC Appendix G2 ឱ្យ nominal flexural strength ដែលឈរលើស្លាបរងការទាញដែល yield ជា

$$M_n = S_{xt} R_e F_{yt} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-1)}$$

ដែល S_{xt} = elastic section modulus ដែលសំដៅលើខាងដែលរងការទាញ

R_e = មេគុណ hybrid girder

F_{yt} = yield stress របស់ស្លាបរងការទាញ

មេគុណ hybrid girder R_e ស្មើនឹង 1.0 សម្រាប់ nonhybrid girder ។ សម្រាប់ hybrid girder

$$R_e = \frac{12 + (A_w / A_f)(3m - m^3)}{12 + 2(A_w / A_f)} \le 1.0$$

ដែល A_w = ក្រឡាផ្ទៃរបស់ទ្រនុង $\le 10A_f$

A_f = ក្រឡាផ្ទៃរបស់ស្លាបរងការសង្កត់

$m = F_{yw} / F_{yf}$ (ការកំណត់នេះគឺសម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់របស់ស្លាបរងការទាញ yield ។ សម្រាប់ស្លាបរងការសង្កត់ គេក៏ប្រើមេគុណ hybrid girder ដែរ តែ m ត្រូវបានកំណត់ផ្សេង) ។

Compression Flange Buckling

Nominal flexural strength ដែលត្រូវនឹងស្លាបរងការសង្កត់ buckling ក៏ឈរលើសមីការ 10.2 ដែរ។ ពី AISC Appendix G2, រេស៊ីស្តង់នេះត្រូវបានសរសេរជា

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-2)}$$

ដែល S_{xc} = ម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិចសំដៅលើខាងដែលរងការសង្កត់

R_{PG} = មេគុណកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់ដើម្បីការពារ elastic web buckling

F_{cr} = កុងត្រាំងគ្រោះថ្នាក់នៅក្នុងស្លាបរងការសង្កត់ដែលឈរលើ LTB ឬ FLB

R_e = មេគុណ hybrid girder (ដែលគិតដោយសមីការដូចគ្នាសម្រាប់ស្លាបរងការទាញ yield ប៉ុន្តែ $m = F_{yw} / F_{cr}$)។

មេគុណកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់របស់ plate girder R_{PG} ត្រូវបានដោយ

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r}\left(\frac{h}{t_w} - \frac{970}{\sqrt{F_{cr}}}\right) \le 1.0 \text{ (ខ្នាត US)} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-3)}$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r}\left(\frac{h}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{F_{cr}}}\right) \le 1.0 \text{ (ខ្នាត IS)} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-3)}$$

ដែល $a = A_w / A_f \le 10$

h_c = ចម្ងាយពីរដងពីទីប្រជុំទម្ងន់ទៅផ្ទៃខាងក្នុងរបស់ស្លាបរងការសង្កត់ ($h_c = h$ សម្រាប់ girder ដែល មានស្លាបស្មើគ្នា)

កុងត្រាំងគ្រោះថ្នាក់ F_{cr} គឺឈរលើ lateral-torsional buckling ឬ flange local buckling។ AISC Specification ប្រើនិមិត្តសញ្ញា λ , λ_p និង λ_r ដើម្បីដោះស្រាយជាមួយនឹង slanderness parameter សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ទាំងពីរ ហើយគេប្រើនូវសំនុំនៃសមីការខាងក្រោមសម្រាប់ដោះស្រាយ F_{cr} ។ សមីការត្រូវបានបង្ហាញនៅទីនេះក្នុងទម្រង់ពន្លាតបន្តិចបន្តួចក្នុងបំណងបញ្ជាក់ពីការផ្តល់ឱ្យ។ សម្រាប់ lateral torsional buckling គេប្រើ slenderness នៃផ្នែករបស់តំបន់សង្កត់របស់ girder ដូចនេះ

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-7)}$$

$$\lambda_p = \frac{300}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត US)} \qquad \lambda_p = \frac{792}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត IS)} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-8)}$$

$$\lambda_r = \frac{756}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត US)} \qquad \lambda_r = \frac{1985}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត IS)} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-9)}$$

ដែល L_b ជា unbraced length និង r_T ជាកាំនិចលភាពធៀបអ័ក្សខ្សោយសម្រាប់ផ្នែកនៃមុខកាត់ដែលមានស្លាបរងការសង្កត់ និងមួយភាគបីនៃទ្រនុងផ្នែករងការសង្កត់។ សម្រាប់ girder ស៊ីមេទ្រីឌុប ទំហំនេះស្មើមួយភាគប្រាំមួយនៃកម្ពស់ទ្រនុង។ (មើលរូបទី ១០.៦) នោះ:

ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$, ការបាក់គឺកើតឡើងដោយសារ yielding

$$F_{cr} = F_{yf} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-4)}$$

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$, ការបាក់គឺកើតឡើងដោយសារ inelastic LTB និង

$$F_{cr} = C_b F_{yf}\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le F_{yf} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-5)}$$

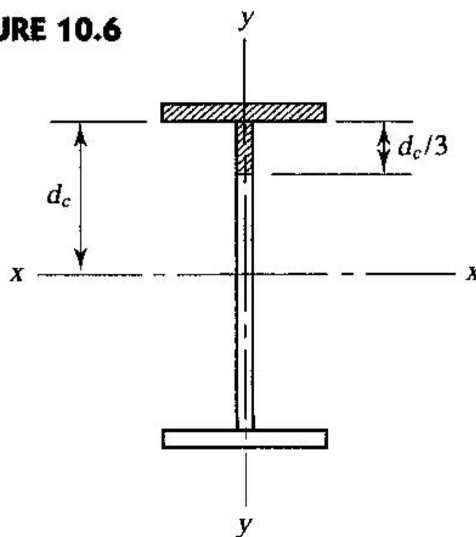
ដែល C_b ត្រូវបានឱ្យដោយ AISC Equation F1-3 ។

ប្រសិនបើ $\lambda > \lambda_r$, ការបាក់នឹងកើតឡើងដោយសារ elastic LTB និង

$$F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-6)}$$

ដែល $C_{PG} = 286000 C_b$ (AISC Equation A-G2-10)

FIGURE 10.6



សម្រាប់ស្លាបរងការសង្កត់ buckling ដែលឈរលើ flange local buckling ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ (width-thickness ratio) និងដែនកំណត់របស់វាគឺ:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-11)}$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត US)} \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}} \text{ (ខ្នាត IS)} \qquad \text{(AISC Equation A-G2-12)}$$

$$\lambda_r = \frac{230}{\sqrt{F_{yf}/k_c}}$$ (ខ្នាត US) $$\lambda_p = \frac{605}{\sqrt{F_{yf}/k_c}}$$ (ខ្នាត IS) (AISC Equation A-G2-13)

ដែល $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, $0.35 \le k_c \le 0.763$

នោះៈ ប្រសិនបើ $\lambda \le \lambda_p$, ការបាក់នឹងកើតឡើងដោយសារ yielding និង

$$F_{cr} = F_{yf}$$ (AISC Equation A-G2-4)

ប្រសិនបើ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$, ការបាក់នឹងកើតឡើងដោយសារ inelastic FLB និង

$$F_{cr} = C_b F_{yf}\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le F_{yf}$$ (AISC Equation A-G2-5)

ដែល $C_b = 1.0$

ប្រសិនបើ $\lambda > \lambda_r$, ការបាក់កើតឡើងដោយសារ elastic FLB និង

$$F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2}$$ (AISC Equation A-G2-6)

ដែល $C_{PG} = 26200 k_c$ (AISC Equation A-G2-14)

ការគណនា flexural strength ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ១០.១, ចំណុច (a) ។

១០.៥. រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់ (Shear Strength)

Design shear strength របស់ plate girder គឺ $\phi_v V_n$ ដែល $\phi_v = 0.9$ ។ Shear strength ជា អនុគមន៍ទៅនឹងផលធៀបកម្ពស់លើកម្រាស់ (depth-to-thickness ratio) របស់ទ្រនុង និងគំលាតរបស់ intermediate stiffener ។ Shear capacity មានបង្គុំរេស៊ីស្តង់ពីរៈ រេស៊ីស្តង់មុនពេល buckling និងរេស៊ីស្តង់ក្រោយពេល buckling ។ រេស៊ីស្តង់ក្រោយពេលបាក់សំអាងទៅលើ tension field action ដែលអាចមានលទ្ធភាពបង្កើតដោយសារវត្តមានរបស់ intermediate stiffener ។ ប្រសិនបើមិនមានវត្តមាន stiffener ឬក៏មានគំលាតឆ្ងាយពីគ្នាពេក វាក៏មិនអាចមាន tension field action ហើយ shear capacity អាចមានតែរេស៊ីស្តង់មុនពេល buckling ។ Nominal shear strength ដែលឱ្យដោយ AISC Appendix G3 មានដូចខាងក្រោមៈ

សម្រាប់ $\frac{h}{t_w} \le 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (ខ្នាត US) $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (ខ្នាត IS)

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}$$ (AISC Equation A-G3-1)

សម្រាប់ $\frac{h}{t_w} > 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (ខ្នាត US) $\frac{h}{t_w} > 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (ខ្នាត IS)

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right) \quad \text{(AISC Equation A-G3-2)}$$

ដែល $k_v = 5 + \dfrac{5}{(a/h)^2}$

$= 5$ ប្រសិនបើ $\dfrac{a}{h} > 3$ (AISC Equation A-G3-4)

$= 5$ ប្រសិនបើ $\dfrac{a}{h} > \left[\dfrac{260}{(h/t_w)}\right]^2$

AISc Equation A-G3-1 ឱ្យនូវ shear strength នៅពេលដែលគ្មានវត្តមាន tension-field action ហើយការបាក់របស់ទ្រនុងគឺដោយសារ yielding ។ AISC A-G3-2 រាប់បញ្ចូល tension-field action ។ គេក៏អាចសរសេរ AISC Equation A-G3-2 ជា

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v + 0.6 F_{yw}\frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}$$

អង្គទីមួយនៅក្នុងសមីការខាងលើនេះជា web shear buckling strength ហើយអង្គទីពីរជា post-buckling strength ។ មេគុណ C_v ជាផលធៀប critical web buckling stress លើ web shear yield stress ហើយត្រូវបានកំណត់ដូចខាងក្រោម៖

សម្រាប់ $187\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}} \le \dfrac{h}{t_w} \le 234\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}}$ (US) $491\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}} \le \dfrac{h}{t_w} \le 614\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$C_v = \frac{187\sqrt{k_v/F_{yf}}}{h/t_w} \text{ (US)} \quad C_v = \frac{491\sqrt{k_v/F_{yf}}}{h/t_w} \text{ (IS) (AISC Equation A-G3-5)}$$

សម្រាប់ $\dfrac{h}{t_w} > 234\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}}$ (US) $\dfrac{h}{t_w} > 614\sqrt{\dfrac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$C_v = \frac{44000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \text{ (US)} \quad C_v = \frac{303380 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \text{ (IS) (AISC Equation A-G3-6)}$$

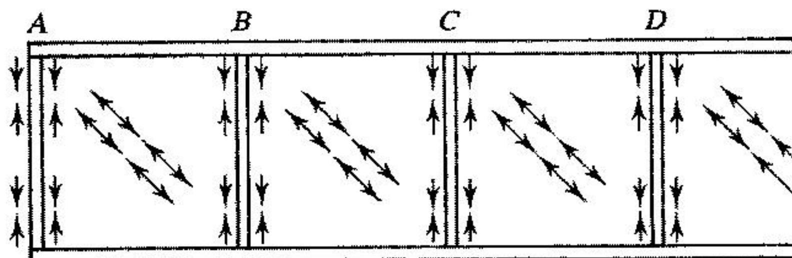
ដំណោះស្រាយរបស់ AISC Equation A-G3-1 និង A-G3-2 ត្រូវបានសម្រួលដោយតារាងដែលឱ្យនៅក្នុង Numerical Values section of the Specification ។ Tables 9-36 និង 10-36 ទាក់ទងនឹងប៉ារ៉ាម៉ែត្រនៃសមីការទាំងពីរនេះសម្រាប់ដែក $A36$ ហើយ Tables 9-50 និង 10-50 សម្រាប់ដែកដែលមាន yield stress $50ksi \approx 345MPa$ ។ យើងនឹងនិយាយលំអិតពីការប្រើប្រាស់តារាង ទាំងនេះនៅក្នុងឧទាហរណ៍ខាងមុខ ។

Tension field មិនអាចកើតមានពេញនៅក្នុង panel ខាងចុងទេ ។ គេអាចដឹងយ៉ាងច្បាស់ដោយចាត់ទុកបង្គុំ tension field តាមទិសដេកដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.៧ ។ បង្គុំតាមទិសបញ្ឈរត្រូវបានទប់ដោយ

stiffener ។ Tension field នៅក្នុង panel CD ត្រូវបានរក្សាលំនឹងដោយ tension field នៅក្នុង panel BC ។ ដូចនេះ panel ខាងក្នុងត្រូវបានថ្តក់ជាប់ដោយ panel ដែលនៅក្បែរ ។ ប៉ុន្តែ panel AB មិនមានការថ្តក់នៅខាងឆ្វេងទេ ។ ទោះបីជាការថ្តក់អាចផ្តល់ឱ្យដោយ stiffener ខាងចុងដែលគណនាដើម្បីទប់ទល់ការពត់ដែលកើតពី tension field ក៏ដោយ ក៏វាមិនធ្វើការជាការថ្តក់ដែរ ។ ដោយសារ tension field មិនកើតមាននៅពេញកម្ពស់ទ្រនុង ដូចនេះ internal stiffener ក៏ប្រឈមនឹងការពត់ខ្លះដែលកើតពី tension field ដែលលយចេញនៅក្នុង panel ដែលនៅក្បែរ ប៉ុន្តែម៉ូម៉ង់ពត់នេះមិនសំខាន់ទេ ។ ដូចនេះការថ្តក់ជាប់សម្រាប់ panel BC ត្រូវបានផ្តល់ឱ្យនៅខាងឆ្វេងដោយ beam-shear panel ប្រសើរជាង tension field panel ដែលបានបង្ហាញ ។ ដូចនេះ nominal shear strength គឺដូចគ្នានឹង flexural member ដែលគ្មាន tension-fiels panel

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v \qquad \text{(AISC Equation A-G3-3)}$$

FIGURE 10.7



ចំណាំថាសមីការខាងលើនេះជាអង្គទីមួយរបស់ AISC Equation A-G3-2 ។ Tension-field action មិនត្រូវបានអនុញ្ញាតសម្រាប់ hybrid girder ឬនៅពេល $a/h > 3$ ឬនៅពេល $a/h > [260/(h/t_w)]^2$ (ដែលករណីខាងក្រោយទាំងពីរនេះត្រូវគ្នានឹង $k_v = 5$) ។ ដូចនេះ AISC Equation A-G3-3 អនុវត្តនៅក្នុងស្ថានភាពទាំងនេះ ។

AISC G4 រៀបរាប់ថាគេមិនត្រូវការ intermediate stiffener នៅពេល $h/t_w \le 418/\sqrt{F_{yw}}$ (ខ្នាត US) ឬ $h/t_w \le 1097/\sqrt{F_{yw}}$ ដែលទាំងនេះអាចបង្ហាញដូចខាងក្រោម ។ នៅពេលដែលគ្មាន intermediate stiffener $a/h > 3$ និង $k_v = 5$ ឱ្យ

$$C_v = \frac{187\sqrt{5/\sqrt{F_{yw}}}}{h/t_w} = \frac{418/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w} \quad \text{(US)}$$

$$C_v = \frac{187\sqrt{13/\sqrt{F_{yw}}}}{h/t_w} = \frac{1097/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w} \quad \text{(IS)}$$

ហើយ nominal shear strength

$$V_n = \frac{0.6A_wF_{yw}\left\lfloor 418/\sqrt{F_{yw}}\right\rfloor}{h/t_w} \text{ (US)} \quad V_v = \frac{0.6A_wF_{yw}\left\lfloor 1097/\sqrt{F_{yw}}\right\rfloor}{h/t_w} \text{ (IS)}$$

ដូចនេះនៅពេលដែល $t/h_w \le 418/\sqrt{F_{yw}}$ (US) $h/t_w \le 1097/\sqrt{F_{yw}}$ (IS)

$$V_v \ge 0.6A_wF_{yw}$$

ប៉ុន្តែសមីការនេះត្រូវនឹងដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុត (shear yielding) ដូចនេះសញ្ញាធំជាងត្រូវបានដកចេញ គេបាន

$$V_v = 0.6A_wF_{yw} \qquad \text{(AISC Equation A-G3-1)}$$

ដែលជា nominal strength នៅពេលដែល $h/t_w \le 187\sqrt{k_v/F_{yw}}$ (US) $h/t_w \le 491/\sqrt{k_v/F_{yw}}$ (IS)

ប្រសិនបើគេមិនគិត tension-filed action ទេនោះ គេទទួលបាន shear strength ពី AISC Appendix F2 ដូចខាងក្រោម:

សម្រាប់ $\frac{h}{t_w} \le 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w \qquad \text{(AISC Equation A-F2-1)}$$

សម្រាប់ $187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \le 234\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}} \le \frac{h}{t_w} \le 614\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w\frac{187\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \text{ (US)} \qquad \text{(AISC Equation A-F2-2)}$$

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w\frac{491\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \text{ (IS)}$$

សម្រាប់ $\frac{h}{t_w} > 234\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} > 614\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$V_v = A_w\frac{26400k_v}{(h/t_w)^2} \text{ (US)} \qquad \text{(AISC Equation A-G3-6)}$$

$$V_v = A_w\frac{182k_v}{(h/t_w)^2} \text{ (IS)}$$

សង្ខេបមក nominal shear strength ត្រូវបានកំណត់ដូចខាងក្រោម

1. កំណត់ aspect ratio a/h
2. កំណត់ k_v និង C_v
3. សម្រាប់គ្រប់ panel របស់ hybrid girder និងសម្រាប់ panel ខាងចុងរបស់ nonhybrid girders:

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} \le 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w$$

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} > 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} > 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_wC_v$$

សម្រាប់ panel ដ៏ទៃទៀតរបស់ nonhybrid girder ដែលមាន tention-field action:

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} \le 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w$$

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} > 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} > 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right)$$

ប្រសិនបើគេមិនប្រើ tension-field action គេនឹងអនុវត្ត provisions of Appendix F2:

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} \le 187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w$$

ប្រសិនបើ $187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \le 234\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ (US) $491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}} \le \frac{h}{t_w} \le 614\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w\frac{187\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \quad \text{(US)}$$

$$V_v = 0.6F_{yw}A_w\frac{491\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \quad \text{(IS)}$$

ប្រសិនបើ $\frac{h}{t_w} > 234\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (US) $\frac{h}{t_w} > 614\sqrt{\frac{k_v}{F_{yf}}}$ (IS)

$$V_v = A_w\frac{26400k_v}{(h/t_w)^2} \quad \text{(US)}$$

$$V_v = A_w\frac{182k_v}{(h/t_w)^2} \quad \text{(IS)}$$

ការកំណត់ shear strength ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ១០.១ ចំណុច (b) ។

Intermediate Stiffeners

ប្រសិនបើគេត្រូវការ intermediate stiffener ដើម្បីទទួល shear strength គ្រប់គ្រាន់នៅពេលដែលគេប្រើ tension-field action ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់អប្បបរមារបស់ stiffener ទោល ឬគូត្រូវបានឱ្យដោយ AISC Appendix G4 គឺ

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}}\left[0.15Dht_w(1-C_v)\frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18t_w^2\right] \geq 0 \qquad \text{(AISC Equation A-G4-1)}$$

ដែល A_{st} = ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុបរបស់ stiffener ដែលត្រូវការនៅពេលដែលគេប្រើ tension-field action

F_{yst} = yield stress របស់ stiffener

D = អនុគមន៍នៃទម្រង់របស់ stiffener

= 1.0 សម្រាប់ stiffener គូ (ដែកកែង ឬដែកបន្ទះ)

= 1.8 សម្រាប់ stiffener ដែកកែងទោល

= 2.4 សម្រាប់ stiffener ដែកបន្ទះទោល

គេត្រូវការក្រឡាផ្ទៃដែលកំណត់ដោយ AISC Equation A-G4-1 ដើម្បីទប់ទល់នឹងបង្កុំកម្លាំងបញ្ឈររបស់កម្លាំងសង្កត់អង្កត់ទ្រូងនៅក្នុង panel ។ Table 10-36 និង 10-50 នៅក្នុង Numerical Values section of the Specification ដែលឱ្យនូវ shear strength ដែលឈរលើ tension-field action ហើយក៏ឱ្យផងដែរនូវក្រឡាផ្ទៃ stiffener ដែលចាំបាច់ដោយសំដែងជាភាគរយនៃក្រឡាផ្ទៃទ្រនុងសម្រាប់តម្លៃផ្សេងៗរបស់ a/h និង h/t_w ។

ម៉ូម៉ង់និចលភាពអប្បបរមារបស់ stiffener ដែលគិតធៀបនឹងអ័ក្សនៅក្នុងប្លង់របស់ទ្រនុង (ឬសម្រាប់ stiffener ទោលធៀបនឹងផ្ទៃរបស់ stiffener ដែលប៉ះនឹងទ្រនុង) ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC Appendix F2.3 គឺ

$$I_{st} = at_w^3 j$$

ដែល

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \qquad \text{(AISC Equation A-F2-4)}$$

ទោះបីជា intermediate stiffener មិនត្រូវបានគណនាជាអង្កត់រងការសង្កត់ក៏ដោយ ក៏ការកំណត់ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់សម្រាប់ជៀសវាង local buckling អាចត្រូវបានប្រើក្នុងការកំណត់សមាមាត្ររបស់មុខកាត់ stiffener ។ Table B5.1 និង AISC B5 មិនមានការណែនាំសម្រាប់ plate girder stiffener ទេ ។ ដែនកំណត់ផលធៀប ទទឹងលើកម្រាស់សម្រាប់ outstanding legs របស់ដែកកែងគូដែលជាប់ត្រូវបានប្រើនៅទីនេះ

$$\frac{b}{t}=\frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(US)} \qquad \frac{b}{t}=\frac{250}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(IS)}$$

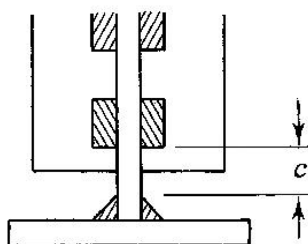
ទាល់តែវាធ្វើការជា bearing stiffener បើមិនដូច្នោះទេ intermediate stiffener មិនត្រូវបានទាមទារឱ្យទ្រស្លាបរងការទាញទេ ដូចនេះប្រវែងរបស់វាអាចពេលខ្លះមានប្រវែងខ្លីជាងកម្ពស់ទ្រនុង h ហើយគេអាចជៀសវាងនូវបញ្ហាផលិតដែលបណ្តាលមកពីការដាក់ឱ្យត្រូវគ្នា។ យោងតាម Appendix F2.3 of the specification ប្រវែងរបស់ stiffener គួរតែស្ថិតនៅក្នុងដែនកំណត់ដែលចម្ងាយរវាងទឹកបន្សារដែលតភ្ជាប់ stiffener ទៅទ្រនុង និងទឹកបន្សារដែលតភ្ជាប់ទ្រនុងទៅស្លាបរងការទាញ។ ចម្ងាយនេះត្រូវបានសំគាល់ដោយ c នៅក្នុងរូបទី ១០.៨ គួរតែស្ថិតនៅចន្លោះបួនទៅប្រាំមួយដងនៃកម្រាស់ទ្រនុង។

ការកំណត់សមាមាត្រមុខកាត់របស់ intermediate stiffener ដោយក្បួនរបស់ AISC មិនទាមទារការគណនាកម្លាំងណាមួយទេ ប៉ុន្តែកម្លាំងត្រូវតែផ្ទេរពី stiffener ទៅទ្រនុង ហើយការតភ្ជាប់គួរតែត្រូវបានគណនាសម្រាប់កម្លាំងនេះ។ Basler (1961) ណែនាំឱ្យប្រើ shear flow

$$f=0.045h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} \qquad (10.3)$$

Intemittent fillet weld អប្បបរមាទំនងជាគ្រប់គ្រាន់ (Salmon and John, 1996)។ មានតែការណែនាំពី AISC នៅក្នុង Appendix F2.3 ទេដែលទាមទារ clear distance ចន្លោះ fillet wled ដែលមិនជាប់មិនឱ្យធំជាង $16t_w$ ឬ $10in.\approx 25cm$ ។

FIGURE 10.8



១០.៦. អន្តរអំពើនៃការពត់ និងកម្លាំងកាត់ (Interaction of Flexural and Shear)

ជាទូទៅ កុងត្រាំងត្រង់ចំណុចមួយក្នុងទ្រនុងរបស់ plate girder គឺជាបន្សំនៃកម្លាំងកាត់ និងម៉ូម៉ង់ពត់ជាមួយនឹងកុងត្រាំងអ័ក្សមេធំជាងបង្គំកុងត្រាំងដទៃទៀត។ ជាទូទៅ កុងត្រាំងដែលបន្សំនោះមិនមានបញ្ហាទេ ប្រសិនបើមិនមាន tension-field action ព្រោះអន្តរអំពើនៃកម្លាំងកាត់ និងម៉ូម៉ង់ពត់ត្រូវបានចោលក្នុងករណីនេះ។ ប្រសិនបើមាន tension field, កុងត្រាំងទាញអង្កត់ទ្រូងនឹងទៅដល់ក៏រិតខ្ពស់បំផុត ហើយការបន្សំកុងត្រាំង

ត្រូវបានពិចារណា។ AISC ទាមទារថាអន្តរអំពើត្រូវគិតនៅពេលមាន tension field ជាមួយនឹងកម្លាំងកាត់ និង ម៉ូម៉ង់ពត់

$$0.6\phi V_n \le V_u \le \phi V_n \quad \text{និង} \quad 0.75\phi M_n \le M_u \le \phi M_n$$

ដែល $\phi = 0.90$ ។ វាត្រូវតែបំពេញសមីការអន្តរអំពើខាងក្រោម

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0.625\frac{V_u}{\phi V_n} \le 1.375 \qquad \text{(AISC Equation A-G5-1)}$$

ការត្រួតពិនិត្យសម្រាប់អន្តរអំពើរបស់ម៉ូម៉ង់ពត់ និងកម្លាំងកាត់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ១០.១ ចំណុច (C) ។

១០.៧. Bearing Stiffeners

គេត្រូវការ bearing stiffener នៅពេលទ្រនុងមិនមានរេស៊ីស្តង់គ្រប់គ្រាន់សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ណាមួយនៃ web yielding, web crippling, ឬ sidesway web buckling ។ ស្ថានភាពកំណត់ទាំងនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុង Charpter K of the Specification (“Concentrated Forces, Ponding, and Fatigue”) ។ សម្រាប់ web yielding, design strength របស់ទ្រនុងគឺ ϕR_n ដែល $\phi = 1.0$ និងនៅពេលដែលបន្ទុកស្ថិតនៅចម្ងាយស្មើនឹងកម្ពស់ girder ពីខាងចុង

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(AISC Equation K1-2)}$$

នៅពេលដែលបន្ទុកស្ថិតនៅចម្ងាយតូចជាងកម្ពស់ girder ពីខាងចុង

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(AISC Equation K1-3)}$$

ដែល k = ចម្ងាយពីផ្ទៃខាងក្រៅរបស់ស្លាបទៅជើងរបស់ fillet នៅលើទ្រនុង (សម្រាប់ rolled beam) ឬទៅ ជើងរបស់ទឹកបន្សារ (សម្រាប់ welded girger)

N = ប្រវែងរបស់ bearing របស់បន្ទុកចំចំណុចដែលវាស់តាមទិសរបស់អ័ក្សបណ្តោយរបស់ ធ្នឹម (មិនតូចជាង k សម្រាប់ប្រតិកម្មចុង)

(យើងបានរៀបរាប់ពីស្ថានភាពកំណត់នេះនៅក្នុងជំពូក ៥ រួចហើយ) ។

សម្រាប់ web crippling មេគុណរេស៊ីស្តង់ $\phi = 0.75$ និងនៅពេលបន្ទុកស្ថិតនៅយ៉ាងតិចចម្ងាយពាក់កណ្តាលកម្ពស់ girder ពីចុង

$$R_n = 135t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{សម្រាប់ } \frac{N}{d} \le 0 \quad \text{(AISC Equation K1-4)}$$

នៅពេលបន្ទុកស្ថិតនៅចម្ងាយតូចជាងកម្ពស់របស់ girder ពីចុងរបស់ girder

$$R_n = 68t_w^2\left[1+\left(4\frac{N}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \text{ សម្រាប់ } \frac{N}{d}>0 \text{ (AISC Equation K1-5b)}$$

ដែល $d =$ សរុបរបស់ girder

$t_f =$ កម្រាស់របស់ស្លាប girder

(យើងក៏បានរៀបរាប់ពីស្ថានភាពកំណត់នេះនៅក្នុងជំពូក ៥)

គេត្រូវការ bearing stiffeness ដើម្បីបង្ការតែ sidesway web buckling ក្រោមស្ថានភាពកំណត់មួយចំនួនតែប៉ុណ្ណោះ។ គេត្រូវត្រួតពិនិត្យ sidesway web buckling នៅពេលដែលស្លាបរងការសង្កត់មិនទប់ប្រឆាំងនឹងចលនាទៅស្លាបរងការទាញ។ Design strength គឺ ϕR_n , ដែល $\phi = 0.85$ ។

ប្រសិនបើស្លាបត្រូវបានទប់មិនឱ្យវិល

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1+0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \quad \text{(AISC Equation K1-6)}$$

[សមីការខាងលើនេះមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យទេប្រសិនបើ $(h/t_w)/(l/b_f)>2.3$]

ប្រសិនបើស្លាបត្រូវបានអនុញ្ញាតឱ្យវិល

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \quad \text{(AISC Equation K1-7)}$$

[សមីការខាងលើនេះមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យទេប្រសិនបើ $(h/t_w)/(l/b_f)>1.7$]

ដែល $C_r = 960000$ នៅពេលដែល $M_u < M_y$ ត្រង់ទីតាំងរបស់កម្លាំង

$= 480000$ ប្រសិនបើមិនដូច្នោះទេ

$l =$ unbraced របស់ស្លាបដែលធំជាងគេ

ទោះបីជាគេធ្វើសមាមាត្រទ្រនុងដើម្បីទប់ទល់ដោយផ្ទាល់នូវបន្ទុកចំចំណុចក៏ដោយ ក៏ជាទូទៅគេនៅតែដាក់ bearing stiffener ។ ប្រសិនបើគេមិនប្រើ stiffener ត្រង់កន្លែងបន្ទុកចំចំណុចមានអំពើនីមួយៗនោះ គេមិនចាំបាច់ត្រួតពិនិត្យស្ថានភាពកំណត់ web yielding, web crippling និង sidesway web buckling ទេ។

Bearing strength របស់ stiffener ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង AISC J8 ជា ϕR_n ដែល $\phi = 0.75$ និង

$$R_n = 1.8F_y A_{pb} \quad \text{(AISC Equation J8-1)}$$

សមីការនេះគឺដូចគ្នានឹងសមីការ 10.1 ដែលមាន bearing strength $f_p = 1.8F_y$ ។

AISC K1.9 ទាមទារឱ្យប្រើ full-depth bearing stiffener ជាគូ ហើយវិភាគវាជាសសររងបន្ទុកតាមអ័ក្សដូចការណែនាំខាងក្រោម៖

1. មុខកាត់របស់អង្គត់រងបន្ទុកតាមអ័ក្សផ្សំឡើងដោយ stiffener plate និងត្រូវបានដាក់ស៊ីមេទ្រីតាមបណ្តោយរបស់ទ្រនុង (មើលរូបទី ១០.៤)។ ប្រវែងនេះមិនអាចធំជាង 12 ដងនៃកម្រាស់ទ្រនុងទេ សម្រាប់ stiffener ខាងចុង ឬ 25 ដងនៃកម្រាស់ទ្រនុងទេ សម្រាប់ stiffener ខាងក្នុង។
2. ប្រវែងប្រសិទ្ធភាពគួរយកស្មើនឹង 0.75 ដងនៃប្រវែងជាក់ស្តែង ដែល $KL = 0.75h$ ។

អនុវត្តការផ្តល់ឱ្យដែលមាននៅក្នុង AISC Chapter E ។

AISC K1.9 ឱ្យផងដែរនូវលក្ខខណ្ឌបន្ថែមខាងក្រោមសម្រាប់ bearing stiffeners ។

- ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ត្រូវបំពេញតម្រូវការខាងក្រោម៖

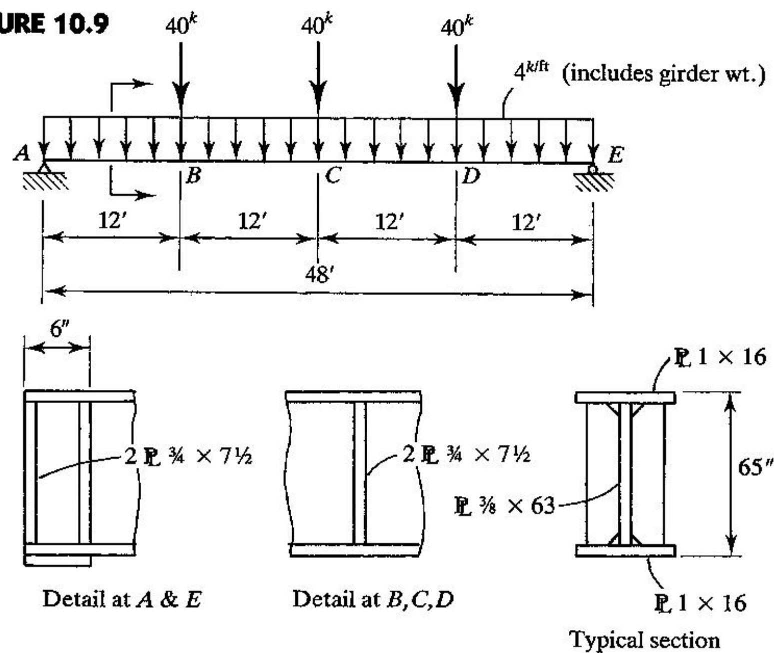
$$\frac{b}{t} \geq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(US)} \qquad \frac{b}{t} \geq \frac{250}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(IS)}$$

- ទឹកបន្សារដែលតភ្ជាប់ stiffener ទៅទ្រនុងគួរមានលទ្ធភាពដើម្បីផ្ទេរកម្លាំងកាត់ទទឹងដែលមិនតម្លៃស្មើគ្នា។ ជាវិបាក គេអាចគណនាទឹកបន្សារឱ្យទ្រទ្រង់បន្ទុកចំចំណុចទាំងមូល។

ការវិភាគ bearing stiffener ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ១០.១ ចំណុច (d) ។

ឧទាហរណ៍ ១០.១: Plate girder ដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.៩ ត្រូវបានអង្កេតដោយគោរពតាម AISC Speciffication ។ បន្ទុកជាបន្ទុកធ្វើការដែលមានផលធៀបបន្ទុកអថេរលើបន្ទុកថេរស្មើនឹង 3 ។ បន្ទុកពង្រាយគឺ $4kips/ft$ ដោយរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់របស់ girder ។ ស្លាបរងការសង្កត់មាន lateral support នៅត្រង់ចុង និងត្រង់ចំណុចដែលបន្ទុកមានអំពើ។ ស្លាបរងការសង្កត់ត្រូវបានទប់នឹងការវិលនៅត្រង់ចំណុចខាងលើ។ គេបានដាក់ bearing stiffener ដូចបង្ហាញត្រង់ចុង និងត្រង់បន្ទុកចំចំណុចមានអំពើ។ គេច្រិបគែមរបស់ stiffener $1in.$ ត្រង់គែមខាងក្នុងទាំងលើ និងក្រោម ដើម្បីជៀសទឹកបន្សារ flange-to-web ។ វាមិនមាន intermediate stiffener ទេ ហើយដែកដែលប្រើទាំងអស់ជាប្រភេទដែក $A36$ ។ ដោយសន្មត់ថាទឹកបន្សារគឺគ្រប់គ្រាន់ ចូរត្រួតពិនិត្យ

a. flexural strength
b. shear strength
c. flexural-shear interaction
d. bearing stiffener



ដំណោះស្រាយ: រូបទី ១០.១០ បង្ហាញដ្យាក្រាមបន្ទុក, ដ្យាក្រាមកម្លាំងកាត់ទទឹង និងដ្យាក្រាមម៉ូម៉ង់ពត់ដោយឈរលើបន្ទុកមេគុណ ។ ផ្ទៀងផ្ទាត់តម្លៃដែលបានបង្ហាញត្រូវបានទុកឱ្យអ្នកអានជាអ្នកគិត ។

ជំហានដំបូងនៅក្នុងការវិភាគគឺកំណត់ថាតើអង្គត់នេះត្រូវនឹងការកំណត់របស់ AISC ជា palte girder ឬអត់

$$\frac{h}{t_w}=\frac{63}{3/8}=168$$

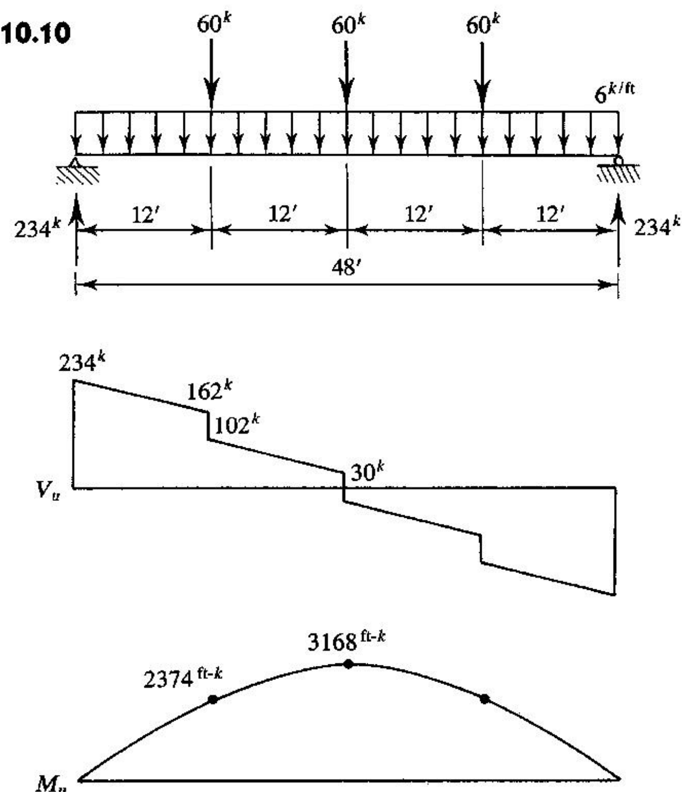
$$\frac{970}{\sqrt{F_{yf}}}=\frac{970}{\sqrt{36}}=161.7$$

ដោយសារ $h/t_w > 970/\sqrt{F_{yf}}$ ដូចនេះ flexural member នេះជា plate girder ហើយគេអាចអនុវត្តការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Appendix G ។

ទ្រនុងត្រូវតែបំពេញ slenderness limitation របស់ AISC G1 ។ តម្លៃកំណត់នៃ h/t_w អាស្រ័យទៅនឹង aspect ratio a/h ។ សម្រាប់ plate girder នេះ bearing stiffener មាននាទីជា intermediate stiffener ហើយ

$$\frac{a}{h}\approx\frac{12(12)}{63}=2.286$$

ផលធៀបនេះជាតម្លៃប្រហាក់ប្រហែលពីព្រោះ a មិនប្រាកដជា $12\,ft$ ទេ ។ នៅក្នុង panel ខាងក្នុង $12\,ft$ ជាគំលាត stiffener ដែលគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្សប្រសើរជាង clear spacing ។ សម្រាប់ panel ខាងចុង a គឺតូចជាង $12\,ft$ ដោយសារតែ double stiffener នៅត្រង់ទម្រ ។



ដោយសារ a/h ធំជាង 1.5 AISC A-Equation A-G1-2 លុប:

$$\frac{14000}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf}+16.5\right)}}=\frac{14000}{\sqrt{36(36+16.5)}}=322>\frac{h}{t_w}=168 \qquad \text{(OK)}$$

a. Flexural strength

Flexural strength នឹងត្រូវបានកំណត់ដោយ strength របស់ស្លាបរងការទាញ ឬរបស់ស្លាបការសង្កត់។ ក្នុងករណីមួយណាក៏ដោយ គេត្រូវការម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិច (elastic section modulus)។ ដោយសារភាពស៊ីមេទ្រី

$$S_{xt}=S_{xc}=S_x$$

ការគណនាសម្រាប់ I_x ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សខ្លាំងត្រូវបានសង្ខេបនៅក្នុងតារាងទី ១០.១។ គេមិនគិតម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ស្លាបនីមួយៗធៀបនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់វាទេ ពីព្រោះវាមានតម្លៃតូចធៀបនឹងអង្គដទៃ។ ម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិចគឺ

$$S_x=\frac{I_x}{c}=\frac{40570}{32.5}=1248in.^3$$

តារាង ១០.១

គ្រឿងបង្គុំ	A	$\bar{I}$	d	$\bar{I}+Ad^2$
ទ្រនុង	-	7814	-	7814
ស្លាប	16	-	32	16380
ស្លាប	16	-	32	16380
				40574

គេនឹងត្រូវការ hybrid girder factor R_e សម្រាប់ tension flange strength និង compression flange strength ។ ដោយសារ girder នេះជា nonhybrid ដូចនេះ

$$R_e = 1.0$$

ពី AISC Equation A-G2-1, tension flange strength ដែលឈរលើ yielding គឺ

$$M_n = S_{xt} R_e F_{yt} = 1248(1.0)(36) = 44930 in. - kips = 3744 ft - kips$$

Compression flange buckling strength ដែលឱ្យដោយ AISC Equation A-G2-2:

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr}$$

ដែល critical buckling stress F_{cr} គឺឈរលើ lateral-torsional buckling ឬ flange local buckling ។ ដើម្បីត្រួតពិនិត្យ lateral-torsional buckling, យើងត្រូវការកាំនិចលភាព r_T ។ ពីរូបទី ១០.១១

$$I_y = \frac{1}{12}(1)(16)^3 + \frac{1}{12}(10.5)(3/8)^3 = 341.4 in.^4$$

$$A = 16(1.0) + 10.5(3/8) = 19.94 in.^2$$

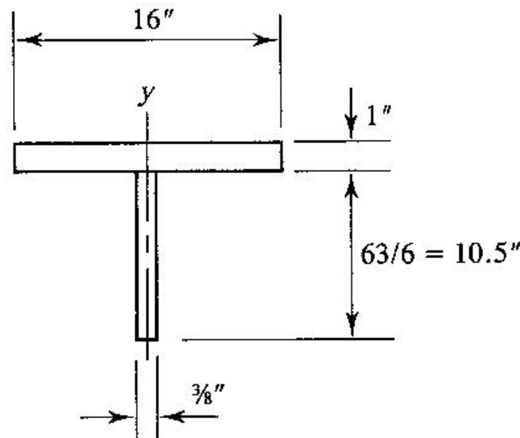
$$r_T = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{341.4}{19.94}} = 4.138 in.$$

Unbraced length របស់ស្លាបរងការសង្កត់គឺ $12 ft$ ហើយ slenderness parameter សម្រាប់ lateral-torsional buckling គឺ

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{12(12)}{4.138} = 34.80$$

$$\lambda_p = \frac{300}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{300}{\sqrt{36}} = 50$$

ដោយសារ $\lambda < \lambda_p$, $F_{cr} = F_{yf} = 36ksi$



Critical buckling stress F_{cr} ត្រូវបានគណនារួចហើយសម្រាប់ flange local buckling ។ Slenderness parameter ដែលទាក់ទងគឺ

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{16}{2(1.0)} = 8$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$$

ម្តងទៀត, ដោយសារ $\lambda < \lambda_p$ ដូចនេះ $F_{cr} = F_{yf} = 36ksi$

ដើម្បីគណនាមេគុណកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់របស់ palte girder R_{PG} គេត្រូវការតម្លៃរបស់ a_r

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{63(3/8)}{16(1.0)} = \frac{23.62}{16} = 1.477 < 10$$

ពី AISC Equation A-G2-3

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r}\left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{970}{\sqrt{F_{cr}}}\right) \le 1.0$$

$$= 1 - \frac{1.477}{1200 + 300(1.477)}\left(168 - \frac{970}{\sqrt{36}}\right) = 0.9943$$

តម្លៃនេះស្ទើរតែស្មើនឹង 1.0 ដោយសារ flexural member នេះស្ទើរតែមិនអាចចាត់ចំណាត់ថ្នាក់ជា plate girder ហើយវាខិតទៅរកចំណាត់ថ្នាក់ជា beam ។ ពី AISC Equation A-G2-2, nominal flexural strength សម្រាប់ស្លាបរងការសង្កត់គឺ

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} = 1248(0.9943)(1.0)(36)$$

$$= 44670 in.-kips = 3723 ft-kips$$

លទ្ធផលនេះតូចជាង nominal strength សម្រាប់ស្លាបរងការទាញបន្ថិចបន្តួច ដូចនេះវាលុប ។ Design strength គឺ

$$\phi_b M_n = 0.90(3723) = 3350 ft-kips \text{ ៖}$$

ពីរូបទី ១០.១០ ម៉ូម៉ង់មេគុណអតិបរមាគឺ

$$M_u = 3168 ft-kips < 3350 ft-kips \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: a. Flexural strength គឺគ្រប់គ្រាន់ ។

b. Shear strength

Shear strength ជាអនុគមន៍ទៅនឹង web slenderness ratio h/t_w និង aspect ratio a/h ។ ដំបូងយើងត្រូវកំណត់ថាតើគេអាចប្រើ tension-field action នៅក្នុងតំបន់ផ្សេងពីនៅ end panel ឬអត់ ។ គេអាចប្រើវាបាននៅពេលដែល a/h តូចជាង 3.0 និងតូចជាង

$$\left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2 = \left[\frac{260}{168}\right]^2 = 2.395$$

តម្លៃប្រហាក់ប្រហែលរបស់ a/h គឺ 2.286 ដូចនេះគេអាចប្រើ tension-field action បាន ។

កំណត់ k_v និង C_v ។ ពី AISC Equation A-G3-4

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(2.286)^2} = 5.957$$

គណនា C_v

$$187\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 187\sqrt{\frac{5.957}{36}} = 76.07$$

$$234\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 234\sqrt{\frac{5.957}{36}} = 95.19$$

ដោយសារ $h/t_w = 168 > 234\sqrt{k_v/F_{yw}}$, នោះគេអាចកំណត់ C_v ពី AISC Equation A-G3-6

$$C_v = \frac{44000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} = \frac{44000(5.957)}{(168)^2(36)} = 0.2580$$

ដោយសារ $h/t_w > 187\sqrt{k_v/F_{yw}}$, គេនឹងប្រើ AISC A-G3-2 ដែលគិត tension-field action ដើម្បីគណនា nominal strength (លើកលែង panel ខាងចុង)

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right)$$

$$= 0.6(23.62)(36)\left[0.2580 + \frac{1-0.2580}{1.15\sqrt{1+(2.286)^2}}\right] = 263.6kips$$

Design shear strength គឺ

$$\phi_v V_n = 0.90(263.6) = 237kips$$

ពីរូបទី ១០.១០ កម្លាំងកាត់មេគុណអតិបរមានៅក្នុងត្រង់ចម្ងាយមួយភាគបួនពីទម្ររបស់ girder គឺ $102kips$ ដូចនេះ shear strength គឺគ្រប់គ្រាន់ត្រង់កន្លែងដែលគេអនុញ្ញាតឱ្យប្រើ tension –field action ។

សម្រាប់ panel ខាងចុង tension-field action មិនត្រូវបានអនុញ្ញាត ហើយគេត្រូវកំណត់ shear strength ពី AISC Equation A-G3-3:

$$V_n = 0.6A_w F_{yw} C_v = 0.6(23.62)(36)(0.2580) = 131.6kips$$

Design strength គឺ

$$\phi_v V_n = 0.90(131.6) = 118kips$$

កម្លាំងកាត់មេគុណអតិបរមានៅក្នុង panel ខាងចុង គឺ

$$V_u = 234kips > 118kips \qquad \text{(N.G.)}$$

គេមានជម្រើសពីរសម្រាប់បង្កើន shear strength គឺដោយកាត់បន្ថយ web slenderness (ដោយបង្កើនកម្រាស់របស់វា) ឬកាត់បន្ថយ aspect ratio របស់ panel ខាងចុងនីមួយៗដោយបន្ថែម intermediate stiffener ។ Stiffener ត្រូវបានបន្ថែមនៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះ ។ ការកាត់បន្ថយ web slenderness ដើម្បីទទួលបាន shear strength គ្រប់គ្រាន់អាចធ្វើឱ្យ flexural member នេះចូលទៅក្នុងចំណាត់ថ្នាក់ជា beam ដែលធ្វើឱ្យការវិភាគផ្លាស់ប្តូរទាំងស្រុង ។

គេកំណត់ទីតាំងរបស់ intermediate stiffener ទីមួយតាមវិធីដូចតទៅ: ដំបូងឱ្យ shear strength ពី AISC Equation A-G3-3 ស្មើនឹង shear strength ដែលត្រូវការ ហើយដោះស្រាយរកតម្លៃ C_v ដែលត្រូវការ ។ បន្ទាប់មកកំណត់ k_v ពី Equation A-G3-6 និងបន្ទាប់មកទៀតកំណត់ a/h ពី Equation A-G3-4 ។ ដោយធ្វើដូចការរៀបរាប់ខាងលើយើងទទួលបាន

$$\phi_v V_n = \phi_v\left(0.6A_w F_{yw} C_v\right) \qquad \text{(AISC Equation A-G3-3)}$$

$$C_v = \frac{\phi_v V_n}{\phi_v\left(0.6A_w F_{yw}\right)} = \frac{234}{0.9(0.6)(23.62)(36)} = 0.5096$$

$$C_v = \frac{44000k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}}$$

$$k_v = \frac{C_v (h/t_w)^2 F_{yw}}{44000} = \frac{0.5096(168)^2(36)}{44000} = 11.77$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \text{(AISC Equation A-G3-4)}$$

$$\frac{a}{h} = \sqrt{\frac{5}{k_v - 5}} = \sqrt{\frac{5}{11.77 - 5}} = 0.8594$$

គំលាត stiffener ដែលត្រូវការគឺ

$$a = 0.8594h = 0.8594(63) = 54.1in.$$

ទោះបីជា a ត្រូវបានកំណត់ជា clear spacing ក៏ដោយ យើងនឹងគិតវាដោយសុវត្ថិភាពជាគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស ហើយដាក់ intermediate stiffener ទីមួយនៅចម្ងាយ $54in.$ ពីចុងរបស់ girder ។ ការដាក់នេះនឹងផ្តល់ឱ្យនូវ design strength មានតម្លៃប្រហាក់ប្រហែល កម្លាំងកាត់មេគុណអតិបរមា $234kips$ ។ គេមិនត្រូវការ stiffener បន្ថែមទេ ដោយសារកម្លាំងកាត់មេគុណនៅខាងក្រៅ panel ខាង ចុងតូចជាង design strength $237kips$ ។

គេអាចសម្រួលការកំណត់គំលាត stiffener ដោយប្រើតារាងនៅក្នុង Numerical Value section of the Specification ។ យើងនឹងបង្ហាញបច្ចេកទេសនេះនៅក្នុងឧទាហរណ៍ ១០.២ ។

ចម្លើយ: b. Shear strength គឺគ្រប់គ្រាន់ ។ បន្ថែម intermediate stiffener មួយចម្ងាយ $54in.$ ពីចុងរបស់ girder នីមួយៗ

c. Flexural shear interaction

គេត្រូវត្រួតពិនិត្យ flexural-shear interaction នៅពេលដែលមាន tension field (ដែលក្រៅពី panel ខាងចុង) និងនៅពេលដែលបំពេលលក្ខខណ្ឌទាំងពីរខាងក្រោម ។

1. កម្លាំងកាត់ទទឹងស្ថិតនៅចន្លោះ

$$0.6\phi V_n \le V_u \le \phi V_n$$

សម្រាប់ girder នេះ កម្លាំងកាត់ទទឹងក្រៅពី panel ខាងចុងគឺ

$$0.6(237) \le V_u \le 237$$

$$142 \le V_u \le 237$$

2. ម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណស្ថិតនៅចន្លោះ

$$0.75\phi M_n \le M_u \le \phi M_n$$

សម្រាប់ girder នេះ

$$0.75(3350) \le M_u \le 3350$$

$$2510 \le M_u \le 3350$$

តាមការអង្កេតលើរូបបង្ហាញថាវាមិនមានបន្សំនៃកម្លាំងកាត់ និងម៉ូម៉ង់ពត់ដែលបំពេញលក្ខ-ខណ្ឌទាំងនេះទេ។

ចម្លើយ: c. គេមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យ flexural-shear interaction ទេ។

d. Bearing stiffener

គេផ្តល់នូវ bearing stiffener នៅត្រង់បន្ទុកចំចំណុចមានអំពើនីមួយៗ ដូចនេះគេមិនត្រូវការត្រួតពិនិត្យការផ្តល់ឱ្យរបស់ AISC Chapter K សម្រាប់ web yielding, web crippling ឬ sidesway web buckling ទេ។ សម្រាប់ bearing stiffener នៅខាងក្នុង និងនៅលើទម្រ

$$\frac{b}{t} = \frac{7.5}{0.75} = 10.0$$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8 > 10.0 \qquad \text{(OK)}$$

សម្រាប់ bearing stiffener ខាងក្នុង ដំបូងគណនា bearing strength ។ ពីរូបទី ១០.១២

$$A_{pb} = 2at = 2(7.5-1)(0.75) = 9.750 in.^2$$

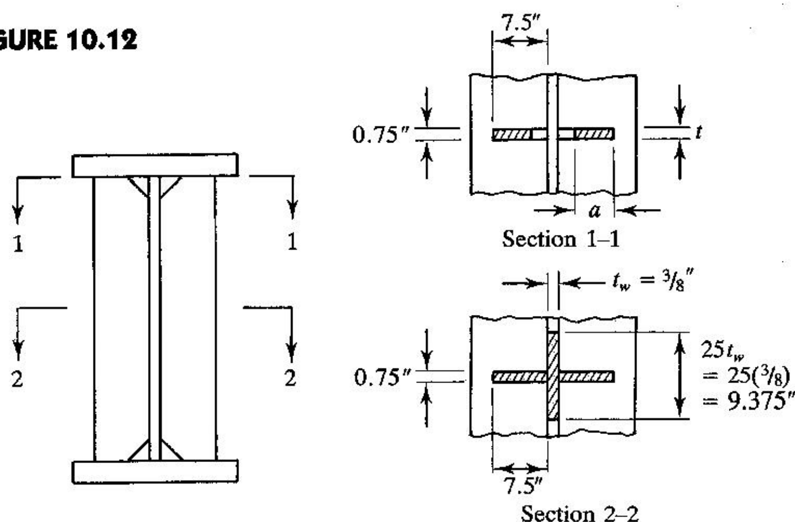


FIGURE 10.12

ពី AISC Equation J8-1,

$$R_n = 1.8 F_y A_{Pb} = 1.8(36)(9.750) = 631.8 kips$$

$$\phi R_n = 0.75(631.8) = 474 kips > 60 kips \qquad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យរេស៊ីស្តង់របស់ stiffener ជាអង្គត់រងការសង្កត់។ យោងតាមរូបទី ១០.១២ យើងអាចប្រើប្រវែងទ្រនុង 9.375*in.* ដែលឱ្យក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សម្រាប់សសរ

$$A = 2(0.75)(7.5) + (3/8)(9.75) = 14.77in.^2$$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពរបស់ក្រឡាផ្ទៃនេះធៀបនឹងអ័ក្សនៅលើទ្រនុងគឺ

$$I = \sum\left(\bar{I} + Ad^2\right)$$

$$= \frac{9.375(3/8)^3}{12} + 2\left[\frac{0.75(7.5)^3}{12} + 7.5(0.75)\left(\frac{7.5}{2} + \frac{3/8}{2}\right)^2\right] = 227.2in.^4$$

ហើយកាំនិចលភាពគឺ

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{227.2}{14.77}} = 3.922in.$$

Slenderness ratio គឺ

$$\frac{KL}{r} = \frac{Kh}{r} = \frac{0.75(63)}{3.922} = 12.05$$

ពី AISC Table 3-36 នៅក្នុង Numerical Values section of the Specification,

$$\phi_c F_{cr} = 30.37ksi$$

និង $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A = 30.37(14.77) = 449kips > 60kips$ (OK)

ពីរូបទី ១០.១៣, សម្រាប់ bearing stiffener នៅត្រង់ទម្រ design bearing strength គឺ

$$\phi R_n = \phi(1.8 F_y A_{pb}) = 0.75(1.8)(36)[4(6.5)(0.75)] = 948kips > 234kips \text{ (OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ stiffener-web assembly ជាអង្គត់រងការសង្កត់។ យោងតាមរូបទី ១០.១៣ ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សនៅក្នុងប្លង់របស់ទ្រនុងគឺ

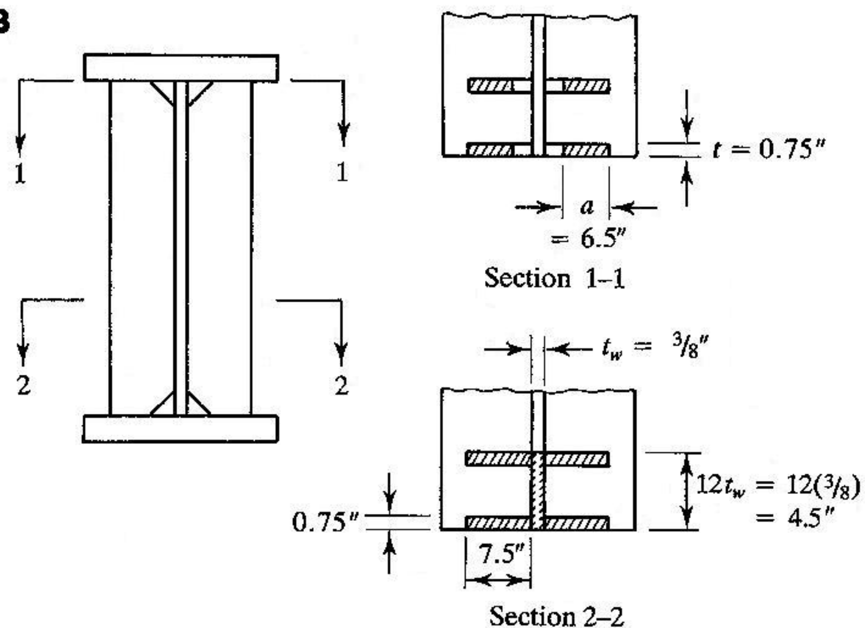
$$I = \sum\left(\bar{I} + Ad^2\right)$$

$$= \frac{4.5(3/8)^3}{12} + 4\left[\frac{0.75(7.5)^3}{12} + 7.5(0.75)\left(\frac{7.5}{2} + \frac{3/8}{2}\right)^2\right] = 454.3in.^4$$

ហើយក្រឡាផ្ទៃ និងកាំនិចលភាពគឺ

$$A = 4.5(3/8) + 4(0.75)(7.5) = 24.19in^2$$

និង $r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{454.3}{24.19}} = 4.334in.$



Slenderness ration គឺ

$$\frac{Kh}{r} = \frac{0.75(63)}{4.334} = 10.90$$

ពី AISC Table 3-36, $\phi_c F_{cr} = 30.41 kips$ ។ Design strength គឺ

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A = 30.41(24.19) = 736 kips > 234 kips \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: d. Bearing stiffener គឺគ្រប់គ្រាន់ ។

១០.៨. ការគណនាមុខកាត់ (Design)

កិច្ចការដំបូងក្នុងការគណនា plate girder គឺការកំណត់ទំហំរបស់ទ្រនុង និងស្លាប ។ ប្រសិនបើគេត្រូវការអញ្ញតិជាម៉ូម៉ង់និចលភាព គេត្រូវជ្រើសរើសយកវិធីបំរែបំរួលទំហំស្លាបដោយប្រើ cover plate ឬកម្រាស់របស់ស្លាបមានទំហំខុសគ្នានៅទីតាំងផ្សេងគ្នាតាមបណ្តោយរបស់ girder ។ ការសំរេចដោយប្រើ intermediate stiffener ពីព្រោះវាជះឥទ្ធិពលដល់កម្រាស់ទ្រនុង ។ ប្រសិនបើគេត្រូវការ bearing stiffener ដាច់ខាតគេត្រូវតែគណនាវា ។ ចុងក្រោយ បង្គុំផ្សេងៗត្រូវបានតភ្ជាប់ដោយការគណនាទឹកបន្សារយ៉ាងត្រឹមត្រូវ ។ ខាងក្រោមជាជំហានក្នុងការគណនា:

1. **ជ្រើសរើសកម្ពស់សរុប**

Girder ដែលមានសមាមាត្រល្អត្រូវមានកម្ពស់ស្មើនឹង 1/10 ទៅ 1/12 នៃប្រវែងល្វែង ។ ការកំណត់របស់ building code លើ depth-to span ration ឬភាពដាបអាចមានឥទ្ធិពលលើកការជ្រើសរើស ។

2. **ជ្រើសរើសទំហំទ្រនុងសាកល្បង**

គេអាចគណនាកម្ពស់ទ្រនុងដោយដកកម្រាស់ស្លាបទាំងពីរពីកម្ពស់សរុបដែលបានជ្រើសរើស ។ ជាក់ស្តែង ដំណាក់កាលនៃការគណនានេះ គេត្រូវតែប៉ាន់ស្មានកម្រាស់ស្លាប ។ គេអាចរកកម្រាស់ទ្រនុង t_w ដោយប្រើការកំណត់ខាងក្រោម:

$$\frac{h}{t_w}=\frac{2000}{\sqrt{F_{yf}}}\quad \text{(US)}\qquad \frac{h}{t_w}=\frac{5250}{\sqrt{F_{yf}}}\quad \text{(IS)}\qquad \text{(AISC Equation A-G1-1)}$$

សម្រាប់ $a/h>1.5$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{14000}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf}+16.5\right)}}\quad \text{(US)}\qquad \text{(AISC Equation A-G1-2)}$$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{96530}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf}+114\right)}}\quad \text{(IS)}$$

3. **ប៉ាន់ស្មានទំហំស្លាប**

គេអាចប៉ាន់ស្មានក្រឡាផ្ទៃស្លាបដែលត្រូវការពីរូបមន្តធម្មតាដែលបំបែកដូចខាងក្រោម ។ យក

$$I_x=I_{web}+I_{flanges}$$
$$\approx\frac{1}{12}t_wh^3+2A_fy^2\approx\frac{1}{12}t_wh^3+2A_f\left(h/2\right)^2$$

ដែល A_f = មុខកាត់ក្រឡាផ្ទៃរបស់ស្លាបមួយ

y = ចម្ងាយពីអ័ក្សណឺតអេឡាស្ទិចទៅទីប្រជុំទម្ងន់របស់ស្លាប

ការចូលរួមរបស់ម៉ូម៉ង់និចលភាពនៃស្លាបនីមួយៗធៀបនឹងអ័ក្សទីប្រជុំទម្ងន់របស់វាត្រូវបានចោលនៅក្នុងសមីការ 104. ។ គេអាចប៉ាន់ស្មានម៉ូឌុលមុខកាត់

$$S_x=\frac{I_x}{c}\approx\frac{t_wh^3/12}{h/2}+\frac{2A_f\left(h/2\right)^2}{h/2}=\frac{t_wh^2}{6}+A_fh$$

ប្រសិនបើយើងសន្មត់ការគណនាយកតាម compression flange buckling យើងក៏អាចរកម៉ូឌុលមុខកាត់ពី AISC Equation A-G2-2:

$$M_n=S_{xc}R_{PG}R_eF_{cr}$$
$$S_{xc}=\frac{M_n}{R_{PG}R_eF_{cr}}=\frac{M_u/\phi_b}{R_{PG}R_eF_{cr}}$$

ដែល M_u ជាម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណអតិបរមា ។ ដោយឱ្យម៉ូឌុលមុខកាត់ដែលត្រូវការស្មើនឹងតម្លៃប្រហាក់ប្រហែល យើងបាន

$$\frac{M_u/\phi_b}{R_{PG}R_eF_{cr}} = \frac{t_wh^2}{6} + A_f h$$

និង $$A_f = \frac{M_u}{\phi_b h R_{PG}R_eF_{cr}} - \frac{t_wh}{6}$$

ប្រសិនបើយើងសន្មត់ថា $R_{PG} = 1.0$, $R_e = 1.0$ និង $F_{cr} = F_y$ មុខកាត់ដែលត្រូវការរបស់ស្លាបមួយគឺ

$$A_f = \frac{M_u}{0.9hF_y} - \frac{A_w}{6}$$

ដែល A_w ជាក្រឡាផ្ទៃទ្រនុង ។ នៅពេលដែលគេកំណត់ក្រឡាផ្ទៃស្លាមដែលត្រូវការរួចហើយ ជ្រើសរើសទទឹង និងកម្រាស់ ។ ប្រសិនបើគេប្រើកម្រាស់ក្នុងការប៉ាន់ស្មានកម្ពស់ទ្រនុង ដូចនេះគេមិនចាំបាច់ធ្វើការកែតម្រូវកម្ពស់ទ្រនុងទេ ។ ត្រង់ចំណុចនេះ គេអាចគណនាទម្ងន់ប៉ាន់ស្មានរបស់ girder, ហើយគេត្រូវកំណត់ M_u និង A_f ឡើងវិញ ។

4. ត្រួតពិនិត្យ bending strength របស់មុខកាត់សាកល្បង ។

5. **ត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់**

ប្រសិនបើគេពិចារណា end panel ឬប្រសិនបើគេមិនប្រើ intermediate stiffener ទេនោះ គេអាចរក shear strength ពី AISC Equation A-G3-3 ដែលឱ្យរេស៊ីស្តង់ដោយគ្មានវត្តមាន របស់ tension field ។ គេក៏អាចប្រើ Table 9-36 ឬ 9-50 នៅក្នុង Numerical Values section of the Specification សម្រាប់ការគណនានេះដែរ ។ ប្រសិនបើគេមិនប្រើតារាង គេអាចកំណត់គំលាត Intermediate ដូចខាងក្រោម:

a. ឱ្យ shear strength ដែលត្រូវការស្មើនឹង shear strength ដែលឱ្យដោយ AISC Equation A-G3-3 ហើយដោះស្រាយរកតម្លៃ C_v ដែលត្រូវការ ។

b. ដោះស្រាយរក k_v ពី AISC Equation A-G3-5 ឬ A-G3-6

c. ដោះស្រាយរកតម្លៃ a/h ពី AISC Equation A-G3-4 ។ ប្រសិនបើគេប្រើ tension-fieal action គេអាចប្រើ trial-and-error approach ឬ AISC Table 10-36 ឬ 10-50 ដើម្បីទទួល a/h ដែលត្រូវការ ។ ក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលត្រូវការរបស់ stiffener ដែលសំដែងជាភាគរយនៃក្រឡាផ្ទៃទ្រនុងក៏ត្រូវបានឱ្យនៅក្នុងតារាងសម្រាប់តម្លៃខ្លះនៃ h/t_w និង a/h ។

ជ្រើសរើសទំហំ stiffener សាកល្បងដែលបំពេញក្រឡាផ្ទៃតម្រូវការ ហើយត្រួតពិនិត្យម៉ូម៉ង់និចលភាពតម្រូវការរបស់ AISC Appendix F.3 ។

6. **ត្រួតពិនិត្យអន្តរអំពើនៃកម្លាំងកាត់ និងម៉ូម៉ង់ពត់**

7. **ត្រួតពិនិត្យ web resistance សម្រាប់បន្ទុកចំចំណុច** (web yielding, web crippling និង web sidesway buckling)

ប្រសិនបើគេត្រូវការ bearing stiffener គេត្រូវអនុវត្តវិធីសាស្រ្តគណនាខាងក្រោមៈ

a. សាកល្បងទទឹងដែលជ្រុងគែមរបស់ stiffener នៅក្បែរគែមរបស់ស្លាប និងកម្រាស់ដែលបំពេញតម្រូវការ width-thickness ratio

$$\frac{b}{t} \le \frac{95}{\sqrt{F_y}} \text{ (US)} \qquad \frac{b}{t} \le \frac{250}{\sqrt{F_y}} \text{ (IS)}$$

b. គណនាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់ដែលត្រូវការសម្រាប់ bearing strength ។ ប្រៀបធៀបក្រឡាផ្ទៃនេះជាមួយនឹងក្រឡាផ្ទៃសាកល្បង និងធ្វើការគណនាឡើងវិញប្រសិនបើចាំបាច់ ។

c. ត្រួតពិនិត្យ stiffener-web assembly ជាអង្គត់រងការសង្កត់ ។

8. គណនាទឹកបន្សារ flange-to-web, ទឹកបន្សារ stiffener-to-web និងការតភ្ជាប់ផ្សេងទៀត (flange segment, web splices...)

ឧទាហរណ៍ ១០.២: គណនា plate girder ទម្រសាមញ្ញដែលមានប្រវែង 60 ft និងទ្រទ្រង់បន្ទុកធ្វើការដូចដែលបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.១៤ a ។ កម្ពស់របស់ plate girder អនុញ្ញាតអតិបរមាគឺ 65$in.$ ។ ប្រើដែក $A36$ និង electrode $E70XX$ ហើយសន្មត់ថា girder នេះមាន lateral support ជាប់ ។ ចុង girder មានទម្រប្រភេទ bearing ហើយមិនត្រូវបាន frame ។

ដំណោះស្រាយ: បន្ទុកមេគុណដោយមិនគិតទម្ងន់ girder ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.១៤ប ។

កំណត់កម្ពស់សរុប

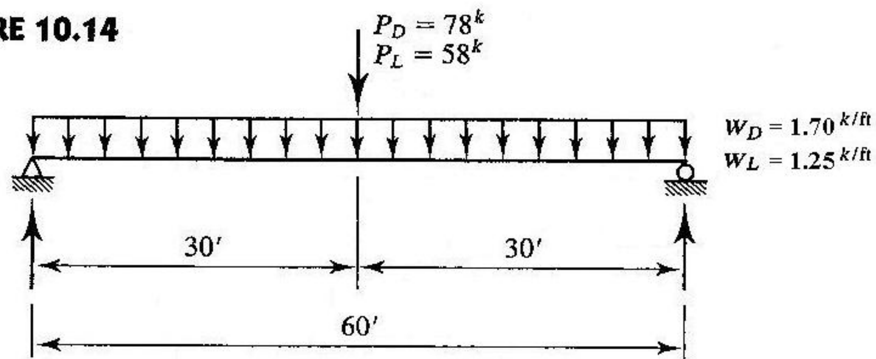
$$\frac{\text{Span length}}{10} = \frac{60(12)}{10} = 72 in.$$

$$\frac{\text{Span length}}{12} = \frac{60(12)}{12} = 60 in.$$

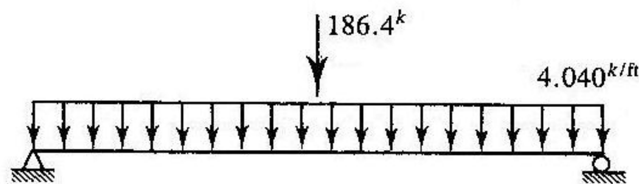
ប្រើកម្ពស់អនុញ្ញាតអតិបរមា 65$in.$

សាកល្បងកម្រាស់ស្លាប $t_f = 1.5 in.$ និងកម្ពស់ទ្រនុង

$$h = 60 - 2(1.5) = 62 in.$$



(a) Service Loads



(b) Factored Loads
(Girder weight not included)

ដើម្បីកំណត់កម្រាស់ទ្រនុង ដំបូងត្រូវពិនិត្យតម្លៃកំណត់របស់ h/t_w ។ សម្រាប់ flexural member ដែលមានលក្ខណៈជា plate girder

$$\frac{h}{t_w} \geq \frac{970}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{970}{\sqrt{36}} = 161.7$$

$$t_w \leq \frac{h}{161.7} = \frac{62}{161.7} = 0.383 in.$$

ពី AISC Equation A-G1-1 និង A-G1-2:

សម្រាប់ $a/h. \leq 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2000}{\sqrt{36}} = 333.3$$

$$t_w \geq \frac{62}{333.3} = 0.186 in.$$

សម្រាប់ $a/h > 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{14000}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf} + 16.5\right)}} = \frac{14000}{\sqrt{36(36+16.5)}} = 322.0$$

$$t_w \geq \frac{62}{322.0} = 0.192 in.$$

សាកល្បង web plate $\frac{1}{4} \times 62$ ។ កំណត់ទំហំស្លាបដែលត្រូវការ ។ ពីរូបទី ១០.១៤ b ម៉ូម៉ង់ពត់មេគុណអតិបរមាគឺ

$$M_u = \frac{186.4(60)}{4} + \frac{4.04(60)^2}{8} = 4614\, ft - kips$$

ពីសមីការ 10.5 ក្រឡាផ្ទៃស្លាបដែលត្រូវការគឺ

$$A_f = \frac{M_u}{0.90hF_y} - \frac{A_w}{6}$$

$$= \frac{4614(12)}{0.90(62)(36)} - \frac{62(1/4)}{6} = 24.98 in.^2$$

គណនាទម្ងន់ girder

ក្រឡាផ្ទៃទ្រនុង: $62(1/4) = 15.5 in.^2$

ក្រឡាផ្ទៃស្លាប: $2(24.98) = 49.96 in.^2$

សរុប $65.46 in.^2$

ទម្ងន់: $\frac{65.46}{144}(490) = 222.7 lb/ft$ យក $250 lb/ft$

ម៉ូម៉ង់ពត់កែតម្រូវគឺ

$$M_u = 4614 + \frac{(1.2 \times 0.250)(60)^2}{8} = 4749\, ft - kips$$

ហើយក្រឡាផ្ទៃស្លាបដែលត្រូវការគឺ

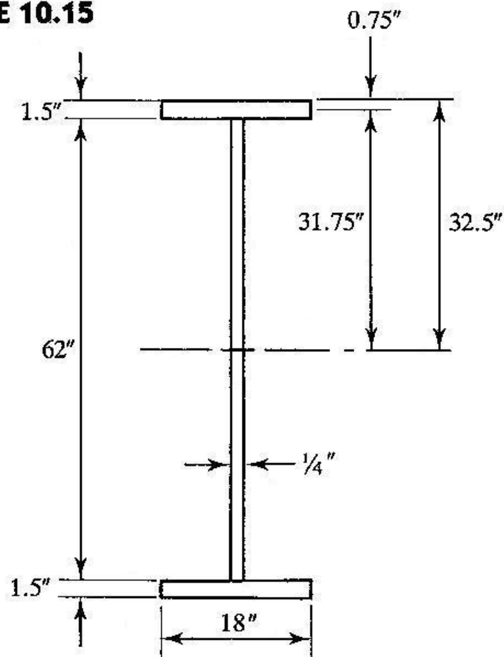
$$A_f = \frac{4749(12)}{0.90(62)(36)} - \frac{62(1/4)}{6} = 25.79 in.^2$$

ប្រសិនបើនៅរក្សាទុកកម្រាស់ស្លាបសន្មត់ នោះទទឹងត្រូវការរបស់វាគឺ

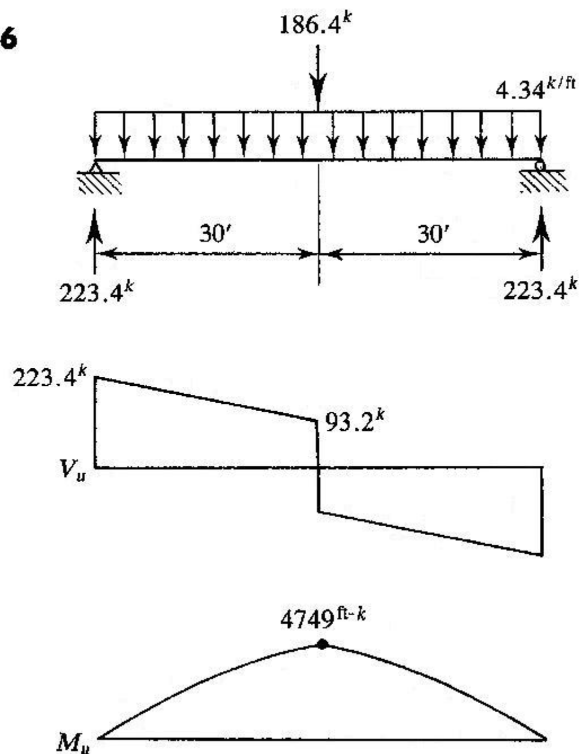
$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{25.79}{1.5} = 17.2 in.$$

សាកល្បង flange plate $1\frac{1}{2} \times 18$ ។ រូបទី ១០.១៥ បង្ហាញពីមុខកាត់សាកល្បង ហើយរូបទី ១០.១៦ បង្ហាញពីដ្យាក្រាមកម្លាំងកាត់ និងដ្យាក្រាមម៉ូម៉ង់ពត់សម្រាប់បន្ទុកមេគុណ ដែលរួមបញ្ចូលទាំងទម្ងន់ girder ប្រហាក់ប្រហែល $250 lb/ft$ ។

■ FIGURE 10.15



■ FIGURE 10.16



ត្រួតពិនិត្យ flexural strength របស់មុខកាត់សាកល្បង។ ពីរូបទី ១០.១៥ ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សរបស់ការពត់គឺ

$$I_x = \frac{(1/4)(62)^3}{12} + 2(1.5)(18)(31.75)^2 = 59400 in.^4$$

ហើយម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិចគឺ

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{59400}{32.5} = 1828 in.^3$$

ការត្រួតពិនិត្យនៃ AISC Equation A-G2-1 និង A-G2-2 បង្ហាញថាសម្រាប់ nonhybrid girder ដែលមានមុខកាត់ស៊ីមេទ្រី នោះ flexural strength នឹងមិនងាយលុបដោយ tension flange yielding ដូចនេះ គេត្រូវតែអង្កេតតែ compression flange buckling ប៉ុណ្ណោះ។ លើសពីនេះ ដោយសារតែ girder នេះមាន lateral support ជាប់ គេក៏មិនចាំបាច់ពិចារណាពី lateral-torsional buckling ដែរ។ សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់ នៃ flange local buckling

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{18}{2(1.5)} = 6$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$$

ដោយសារតែ $\lambda < \lambda_p$,

$$F_{cr} = F_{yf} = 36 ksi$$

គេត្រូវការតម្លៃខាងក្រោមសម្រាប់កំណត់មេគុណកាត់បន្ថយរេស៊ីស្តង់ R_{PG} :

$$A_w = 60\left(\frac{1}{4}\right) = 15.5 in.^2$$

$$A_f = 18(1.5) = 27 in.^2$$

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{15.5}{27} = 0.5741 < 10$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{62}{1/4} = 248$$

ពី AISC Eqution A-G2-3,

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r}\left(\frac{h}{t_w} - \frac{970}{\sqrt{F_{cr}}}\right)$$

$$= 1 - \frac{0.5741}{1200 + 300(0.5741)}\left(248 - \frac{970}{\sqrt{36}}\right) = 0.9639$$

ពី AISC Equation A-G2-2, nominal flexural strength គឺ

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr}$$

$$= 1828(0.9639)(1.0)(36) = 63430 in. - kips = 5386\, ft - kips$$

ហើយ design sstrength គឺ

$$\phi_b M_n = 0.9(5286) = 4757\, ft - kips > 4749\, ft - kips \quad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យ shear strength ។ កម្លាំងកាត់អតិបរមាមានតម្លៃអតិបរមានៅត្រង់ទម្រ ប៉ុន្តែគេមិនអាចប្រើ វានៅ end panel ។ យើងនឹងប្រើ Table 9-36 នៅក្នុង Numerical Values section of the Spec-sification ដើម្បីទទួលបានទំហំ end panel ដែលត្រូវការ ។ គេត្រូវបញ្ចូលទៅក្នុងតារាងជាមួយនឹង $h/t_w = 248 in.$ និង

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = \frac{223.4}{15.5} = 14.41 ksi$$

តម្លៃនេះទាមទារ $a/h < 0.5$ ហើយវាស្ថិតនៅក្រៅតម្លៃរបស់តារាងដែលបញ្ជាក់ថាគេមិនត្រូវការកម្រាស់ទ្រនុងទេ ។ សាកល្បងទ្រនុង $5/16 \times 62$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{62}{5/16} = 198.4$$

$$A_w = 62\left(\frac{5}{16}\right) = 19.38 in.^2$$

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = \frac{223.4}{19.38} = 11.5 ksi$$

ពី AISC Table 9-36, សម្រាប់ $h/t_w = 198$ និង $a/h = 0.6$ តម្លៃរបស់ $\phi_v V_n / A_w$ ដែលបានធ្វើ interpolation រួចគឺ $11.5 ksi$ ។ ដូចនេះ យក $a/h = 0.6$ និង

$$a = 0.6h = 0.6(62) = 37.2 in.$$

ទោះបីជាចម្ងាយ a ដែលត្រូវការជា clear spacing ក៏ដោយ ក៏ការប្រើចម្ងាយពីអ័ក្សទៅអ័ក្សមានលក្ខណៈសាមញ្ញជាង និងសុវត្ថិភាពជាងបន្តិចបន្តួច ។ យកចម្ងាយ $36 in.$ ពីអ័ក្សរបស់ bearing stiffener ខាងចុងទៅអ័ក្សរបស់ intermediate stiffener ។

មុននឹងធ្វើការវិភាគ shear strength, កំណត់ឥទ្ធិពលនៃការផ្លាស់ប្តូរកម្រាស់ទ្រនុង ។

ដំបូង កំណត់ទម្ងន់ girder

ក្រឡាផ្ទៃទ្រនុង:	$62(5/16) =$	$19.38 in.^2$
ក្រឡាផ្ទៃស្លាប:	$2(1.5)(18) =$	$54.00 in.^2$
សរុប		$73.38 in.^2$

ទម្ងន់: $\frac{73.38}{144}(490) = 250 lb/ft$ (ដូចគ្នានឹងការសន្មត់ពីមុន)

បន្ទាប់មក
$$I_x = \frac{(5/16)(62)^3}{12} + 2(1.5)(18)(31.75)^2 = 60640 in.^4$$
$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{60640}{32.5} = 1866 in.^3$$
$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{19.38}{27} = 0.7178 < 10$$

ពី AISC Equation A-G2-3,

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r}\left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{970}{\sqrt{F_{cr}}}\right)$$
$$= 1 - \frac{0.7178}{1200 + 300(0.7178)}\left(198.4 - \frac{970}{\sqrt{36}}\right) = 0.9814$$

Nominal flexural strength គឺ

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr}$$
$$= (1866)(0.9814)(1.0)(36) = 65930 in. - kips = 5494 ft - kips$$

Design strength គឺ

$$\phi_b M_n = 0.90(5494) = 4944 ft - kips$$

ទោះបីជារស៊ើស្តង់នេះធំជាងតម្រូវការបន្តិចបន្តួចក៏ដោយ វានឹងទូទាត់ជាមួយនឹងទម្ងន់របស់ stiffener និង គ្រឿងបង្គុំដទៃទៀតដែលយើងមិនបានគិត ។

ចម្លើយ: ប្រើទ្រនុង $5/16 \times 62$ និងស្លាប $1\frac{1}{2} \times 18$ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.១៧ ។

កំណត់គំលាត intermediate stiffener ដែលត្រូវការសម្រាប់ shear strength ពីក្រៅ end panel ។

នៅ ចម្ងាយ $36 in.$ ពីចុងខាងឆ្វេង កម្លាំងកាត់គឺ

$$V_u = 223.4 - 4.34\left(\frac{36}{12}\right) = 210.4 kips$$
$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = \frac{210.4}{19.38} = 10.86 ksi$$

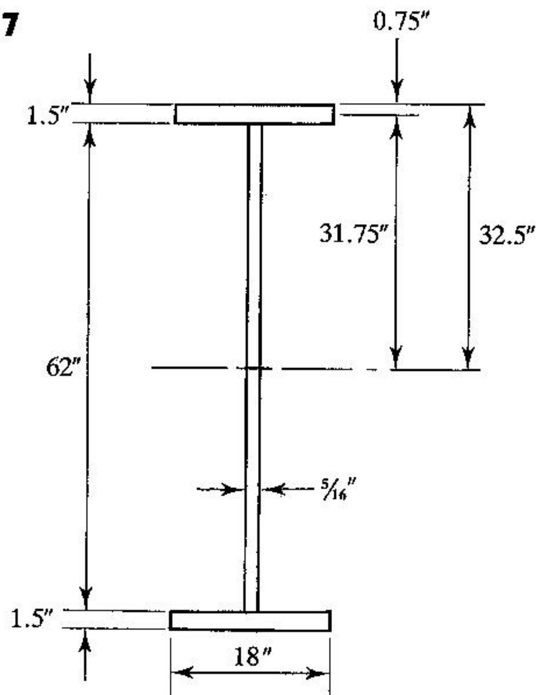
គេក៏អាចប្រើ tension-field action ពីក្រៅ end panel ដូចនេះគេប្រើ AISC Table 10-36 ។

សម្រាប់ $h/t_w = 200$ និង $a/h = 1.6$

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = 11.2 ksi > 10.86 ksi \qquad \text{(OK)}$$

ប្រើ $a/h = 1.6$ នោះ

$$a = 1.6h = 1.6(62) = 99.2 in.$$



ចំណាំថាមិនមានតម្លៃណាត្រូវបានឱ្យនៅក្នុងតារាងនៅពេលដែល $h/t_w = 200$ និង $a/h = 1.6$ ទេ។ មូលហេតុគឺថា tension-field action មិនត្រូវបានអនុញ្ញាតនៅពេលដែល

$$\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2 = \left(\frac{260}{200}\right)^2 = 1.69$$

សម្រាប់មូលហេតុនេះ គំលាត stiffener អតិបរមា $99.2in$ និងអនុវត្តសម្រាប់ផ្នែកនៅសល់របស់ girder ប៉ុន្តែដើម្បីទទួលបានគំលាតស្មើចន្លោះ end panel គេត្រូវប្រើគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស $81in.$ ដូចបង្ហាញក្នុងរូបទី ១០.១៨។ ជាមួយនឹងគំលាតដែលកាត់បន្ថយនេះ

$$\frac{a}{h} = \frac{81}{62} = 1.306$$

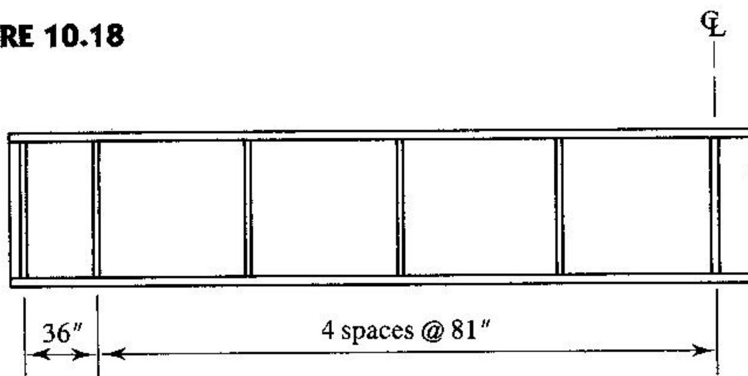
ដើម្បីគណនា shear strength ដែលត្រូវគ្នា គេបញ្ចូលតម្លៃ $a/h = 1.3$ និង $h/t_w = 200$ ទៅក្នុង Table 10-36 ។ ដោយធ្វើ interpolation គេទទួលបាន

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = 12.6$$

និង $\phi_v V_n = 12.6 A_w = 12.6(19.38) = 244.2kips$

មុខកាត់របស់ intermediate stiffener គឺឈរលើលក្ខខណ្ឌបី: (1) ក្រឡាផ្ទៃអប្បបរមា, (2) ម៉ូម៉ង់និចលភាពអប្បបរមា និង (3) ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់អប្បបរមា។

FIGURE 10.18



ក្រឡាផ្ទៃដែលត្រូវការសម្រាប់ stiffener គូគឺជាអនុគមន៍នៃ h/t_w និង a/h ហើយគេអាចរកវាបានពី AISC Table 10-36 ដោយធ្វើ interpolatrion ។

សម្រាប់ $a/h = 1.3$ និង $h/t_w = 200$,

$A_{st} = 2.3\%$ នៃក្រឡាផ្ទៃរបស់ទ្រនុង

$$= 0.023(19.38) = 0.556 in.^2$$

ពី AISC Equation A-F2-4,

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5$$

$$= \frac{2.5}{(1.306)^2} - 2 = -0.534$$

ដោយតម្លៃរបស់ $j < 0.5$ ដូចនេះប្រើ $j = 0.5$

ម៉ូម៉ង់និចលភាពដែលត្រូវការគឺ

$$I_{st} = a t_w^3 j = 81(5/16)^3(0.5) = 1.24 in.^4$$

ប្រើតម្លៃអតិបរមារបស់ b/t

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8$$

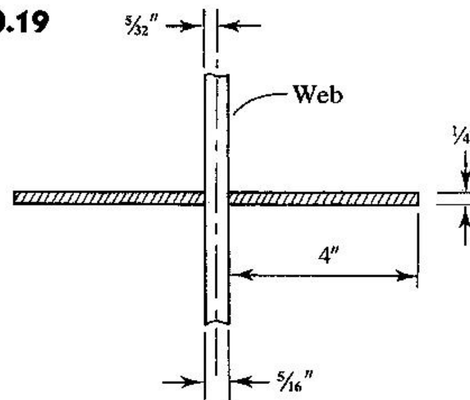
សាកល្បង plate $1/4 \times 4$ ចំនួនពីរ

$$\frac{b}{t} = \frac{4}{1/4} = 16 \approx 15.8 \quad \text{(OK)}$$

A_{st} ដែលឱ្យគឺ $2(4)\left(\frac{1}{4}\right) = 2.0 in.^2 > 0.446 in.^2$ (OK)

ពីរូបទី ១០.១៩ និងទ្រឹស្តីបទអ័ក្សស្រប យើងបាន

$$I_{st} = \sum\left(\bar{I} \times Ad^2\right)$$
$$= \left[\frac{0.25(4)^3}{12} + 0.25(4)(2+5/32)^2\right] \times 2 = 11.97 in.^4 > 1.24 in.^4 \qquad \text{(OK)}$$



ដើម្បីកំណត់ប្រវែងរបស់ stiffener ដំបូងកំណត់ចម្ងាយរវាង stiffener-to-web weld និង web-to-flange weld (មើលរូបទី ១០.៨)

$$\text{ចម្ងាយអប្បបរមា} = 4t_w = 4\left(\frac{5}{16}\right) = 1.25 in.$$
$$\text{ចម្ងាយអតិបរមា} = 6t_w = 6\left(\frac{5}{16}\right) = 1.875 in.$$

ប្រសិនបើយើងសន្មត់ទំហំ flange-to-web weld $5/16\, in.$ និងចម្ងាយរវាងទឹកបន្សារ $1.25 in.$ ប្រវែងប្រហាក់ប្រហែលរបស់ stiffener គឺ

$$h - \text{ទំហំទឹកបន្សារ} - 1.25 = 62 - 0.3125 - 1.25 = 60.44 in. \qquad \text{យក } 60 in.$$

ចម្លើយ: ប្រើ plate $1/4\, in. \times 4 in. \times 5 ft$ សម្រាប់ intermesiate stiffener ។

ត្រួតពិនិត្យអន្តរអំពើរបស់ម៉ូម៉ង់ពត់ និងកម្លាំងកាត់ ដែលត្រូវការសម្រាប់តែកន្លែងណាដែលត្រូវការ tension field ។ តម្លៃរបស់កម្លាំងកាត់ដែលត្រូវធ្វើការអង្កេតគឺ

$$0.6\phi V_n \le V_u \le \phi V_n \qquad \text{ឬ} \qquad 0.6(244.2) \le V_n \le 244.2$$
$$146.5 \le V_n \le 244.2$$

តម្លៃរបស់ម៉ូម៉ង់ពត់ដែលត្រូវត្រួតពិនិត្យគឺ

$$0.75\phi M_n \le M_u \le \phi M_n \quad \text{ឬ} \quad 0.75(4944) \le M_u \le 4944$$

$$3708 \le M_u \le 4944$$

ពីរូបទី ១០.១៦, $V_u = 146.5kips$ នៅពេលដែល

$$223.4 - 4.3x = 146.5kips$$

ដែល $x =$ ចម្ងាយពីចុងខាងឆ្វេងរបស់ girder $= 17.72\,ft$

នៅត្រង់ទីតាំងដូចគ្នា ម៉ូម៉ង់ពត់គឺ

$$M_u = 223.4(17.72) - \frac{4.34(17.72)^2}{2} = 3277\,ft-kips$$

នៅក្នុងតំបន់ដែលកម្លាំងកាត់ធំជាង $146.5kips$ ម៉ូម៉ង់ពត់តូចជាង $3708\,ft-kips$ ដូចនេះគេមិនចាំបាច់ពិចារណាអន្តរអំពើនៃម៉ូម៉ង់ពត់ និងកម្លាំងកាត់ទេ។

គេនឹងដាក់ bearing stiffener ត្រង់ទម្រ និងត្រង់កណ្តាលល្វែង។ ដោយសារវាមាន stiffener នៅត្រង់កន្លែងបន្ទុកចំចំណុចមានអំពើនីមួយៗ ដូចនេះគេមិនត្រូវការអង្កេតភាពធន់របស់ទ្រនុងទៅនឹងបន្ទុកទាំងនេះទេ។ ប្រសិនបើមិនដាក់ stiffener ទេនោះ គេត្រូវការពារទ្រនុងពី yielding និង crippling ។ ដើម្បីធ្វើដូចនេះ គេត្រូវការប្រវែង bearing N គ្រប់គ្រាន់ដែលទាមទារដោយ AISC Equation K1-2 រហូតដល់ K1-5 ។ Sidesway web buckling មិនមានជាស្ថានភាពកំណត់ដែលអាចកើតមានទេ ពីព្រោះ girder នេះមាន lateral support ជាប់ (ដែលធ្វើឱ្យ unbraced length $l = 0$ និង $(h/t_w)(l/b_f) > 2.3$)។

សាកល្បងទទឹង stiffener $b = 8in.$ ។ ទទឹងសរុបនឹងស្មើ $2(8) + 5/16 = 16.31in.$ ដែលតូចជាងទទឹងស្លាប $18in.$ បន្តិច។ ពី AISC K1.9

$$\frac{b}{t} \le \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ឬ} \quad t \ge \frac{b\sqrt{F_y}}{95} = \frac{8\sqrt{36}}{95} = 0.505in.$$

សាកល្បង stiffener $\frac{3}{4} \times 8$ ពីរ។ សន្មត់ web-to-flange weld $\frac{5}{16}in.$ និង cutout នៅក្នុង stiffener $\frac{1}{2}in.$ ។ ត្រួតពិនិត្យ stiffener នៅត្រង់ទម្រ។ Bearing strength គឺ

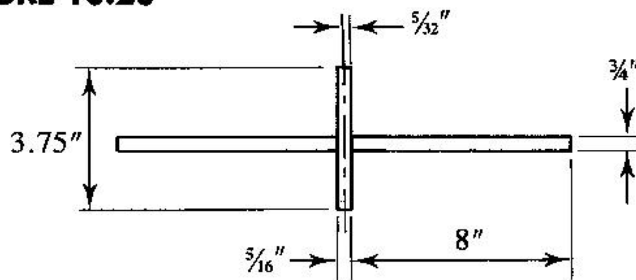
$$\phi R_n = 0.75(1.8 F_y A_{pb})$$

$$= 0.75(1.8)(36)(0.75)(8 - 0.5) \times 2 = 547kips > 223.4kips$$

ត្រួតពិនិត្យ stiffener Cassr ។ ប្រវែងរបស់ទ្រនុងដែលធ្វើការជាមួយនឹង stiffener plate ដើម្បីបង្កើតជាអង្កត់រងការសង្កត់គឺស្មើនឹង 12 ដងនៃកម្រាស់ទ្រនុងសម្រាប់ end stiffener (AISC K1.9)។ ដូច

ដែលបានឃើញនៅក្នុងរូបទី ១០.២០ ប្រវែងនេះគឺ $12(5/16) = 3.75in.$ ។ ដោយសារ stiffener ត្រូវមានទីតាំងនៅត្រង់កណ្តាលនៃប្រវែងនេះ, ចំណុចទម្រ (ទីតាំងរបស់ប្រតិកម្មរបស់ girder) ត្រូវតែមានតម្លៃប្រហាក់ប្រហែលនឹង $3.75/2 = 1.875in.$ ពីចុងរបស់ girder ។ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.២១ ប៉ុន្តែឈរលើការគណនានៅលើប្រវែងសរុបរបស់ទ្រនុង $3.75in$ គេនឹងទទួលបាន

FIGURE 10.20



$$A = 2(8)\left(\frac{3}{4}\right) + \left(\frac{5}{16}\right)(3.75) = 13.17in.^2$$

$$I = \frac{3.75(5/16)^3}{12} + 2\left[\frac{0.75(8)^3}{12} + 8\left(\frac{3}{4}\right)\left(4 + \frac{5}{32}\right)^2\right] = 271.3in.^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{271.3}{13.17}} = 4.539in.$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{Kh}{r} = \frac{0.75(62)}{4.539} = 10.24$$

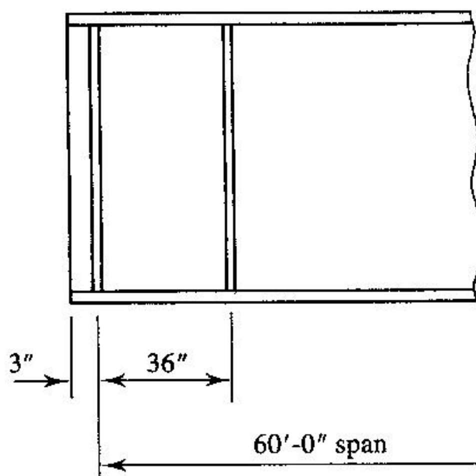
ពី AISC Table 3-36, $\phi_c F_{cr} = 30.43ksi$ ។ Design strength គឺ

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A = 30.43(13.17) = 401kips > 223.4kips \qquad \text{(OK)}$$

ដោយសារបន្ទុកនៅកណ្តាលល្វែងតូចជាងប្រតិកម្ម ប្រើ stiffener ដូចគ្នានៅកណ្តាលល្វែង

ចម្លើយ: ប្រើ plate $\frac{3}{4} \times 8$ ពីរសម្រាប់ bearing stiffener ។

FIGURE 10.21



ត្រង់ចំណុចនេះ គ្រប់គ្រឿងផ្គុំរបស់ girder ទាំងអស់ត្រូវបានកំណត់ទំហំ ។ ឥឡូវយើងត្រូវធ្វើការសិក្សាពីការតភ្ជាប់ ។ គេប្រើ electroce $E70XX$ ដែលមាន design strength $\phi F_w = 31.5ksi$ ។

សម្រាប់ការផ្សារស្លាបទៅនឹងទ្រនុង (flange-to-web weld) គណនាកម្លាំងកាត់ទទឹងនៅត្រង់កន្លែងជួបគ្នារវាងស្លាប និងទ្រនុង:

តម្លៃអតិបរមារបស់ $V_u = 223.4kips$

$Q =$ ក្រឡាផ្ទៃស្លាប$\times 31.75$ (មើលរូបទី ១០.១៧)

$= 1.5(18)(31.75) = 857.2in.^3$

$I_x = 60640in.^4$

តម្លៃអតិបរមារបស់ $\dfrac{V_u Q}{I_x} = \dfrac{223.4(857.2)}{60640} = 3.158kips/in.$

ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមា w សម្រាប់កម្រាស់បន្ទះដែកដែលត្រូវផ្សារគឺ $5\!/\!_{16}in.$ ។

ប្រសិនគេផ្សារមិនជាប់ ប្រវែងទឹកបន្សារអប្បបរមារបស់វាគឺ:

$L_{\min} = 4 \times w \geq 1.5in.$

$= 4\left(\dfrac{5}{16}\right) = 1.25in.$ ដូចនេះយក $1.5in$

សាកល្បង fillet weld $5\!/\!_{16}in. \times 1\tfrac{1}{2}in.$

លទ្ធភាពក្នុង $1in. = 0.707 \times w \times \phi F_W \times 2$

$= 0.707(5/16)(31.5)(2) = 13.92kips/in.$

លទ្ធភាពទប់កម្លាំងកាត់របស់ base metal

$$t(\phi F_{BM})=t[0.90(0.60F_y)]=t(0.54F_y)=\left(\frac{5}{16}\right)(0.54)(36)$$

$$=6.075kips/in.<13.92kips/in.$$

ប្រើរេស៊ីស្តង់ទឹកបន្សារសរុប $6.075kips/in.$ ។ រេស៊ីស្តង់ទឹកបន្សារមួយគូប្រវែង $1.5in.$

$$6.075\times1.5=9.112kips$$

ដើម្បីកំណត់គំលាត, យក

$$\frac{9.112}{s}=\frac{V_uQ}{I_x}$$

ដែល s ជាគំលាតដែលគិតពីអ័ក្សទៅអ័ក្សរបស់ទឹកបន្សារគិតជា $in.$ ហើយ

$$s=\frac{9.112}{V_uQ/I_x}=\frac{9.112}{3.158}=2.89in.$$

ដោយប្រើគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស $2.75in.$ យើងនឹងទទួលបាន clear spacing $2.75-1.5=1.25in.$ ។ AISC Specification ឱ្យនូវគំលាតមិនជាប់អនុញ្ញាតអតិបរមារបស់ fillet weld សម្រាប់ការអនុវត្ត នៅក្នុង Section B10, “Proportions of Beams and Girders” ។ ការផ្តល់ឱ្យសម្រាប់ built-up compression members (AISC E4) និង built-up tension members (AISC D2) ត្រូវបានគេប្រើសម្រាប់ការតភ្ជាប់ស្លាបរងការសង្កត់ និងស្លាបរងការទាញ ។ សម្រាប់ការសង្កត់

$$d\le\frac{127t}{\sqrt{F_y}}$$ ប៉ុន្តែមិនត្រូវធំជាង $12in.$

សម្រាប់ការទាញ

$$d\le24t$$ ប៉ុន្តែមិនត្រូវធំជាង $12in.$

ដែល $d=$clear spacing គិតជា $in.$

$t=$ កម្រាស់របស់បន្ទះដែលត្រូវផ្សារដែលស្តើងជាងគេនៅក្នុង built-up shape

ដោយអនុវត្តការកំណត់ទាំងនេះ យើងបាន

$$\frac{127t}{\sqrt{F_y}}=\frac{127(1.5)}{\sqrt{36}}=31.8in.>12in.$$

$$24t=24(1.5)=36in.>12in.$$

ដូចនេះ Clear spacing អនុញ្ញាតអតិបរមាគឺ $12in.$ ហើយ clear spacing ដែលត្រូវការ $1.25in.$ គឺគ្រប់គ្រាន់ ។

ទោះបីជាគេប្រើគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស 2.75*in.* សម្រាប់ប្រវែងទាំងមូលរបស់ girder ក៏ដោយ ក៏គេអាចបង្កើនគំលាតនេះត្រង់កន្លែងណាដែលកម្លាំងកាត់តូចជាងតម្លៃអតិបរមា 223.4*kips* ។ យើងនឹង អង្កេតគំលាតបីផ្សេងគ្នា

1. គំលាតតម្រូវការដែលជិតជាងគេ 2.75*in.*
2. គំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្សអនុញ្ញាតអតិបរមា $12 + 1.5 = 13.5in.$
3. Intermediate spacing 5*in.*

នៅពេលយើងប្រើគំលាត 5*in.*

$$\frac{V_u Q}{I_x} = \frac{9.112}{s} \quad \text{ឬ} \qquad V_u = \frac{9.112}{Qs} I_x = \frac{9.112}{857.2(5)}(60640) = 128.9kips$$

យោងតាមរូបទី ១០.១៦ និងឲ្យ x ជាចម្ងាយពីទម្រខាងឆ្វេង គេទទួលបាន

$$V_u = 223.4 - 4.34x = 128.9kips$$

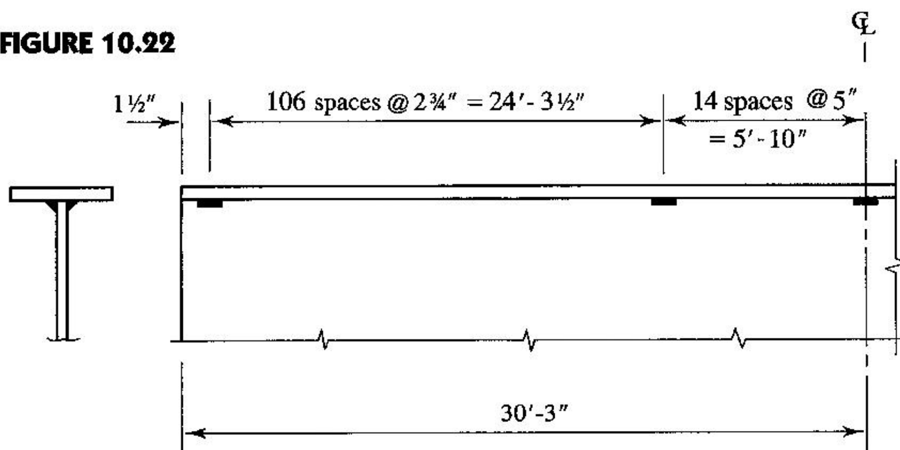
$$x = 21.77\ ft$$

នៅពេលគេប្រើគំលាត 13.5*in.*

$$V_u = \frac{9.112 I_x}{Qs} = \frac{9.112(60640)}{857.2(13.5)} = 47.75kips$$

រូបទី ១០.១៦ បង្ហាញថាមិនមានកម្លាំងកាត់ដែលមានតម្លៃតូចបែបនេះទេ ដូចនេះគេមិនអាចប្រើគំលាតអតិបរមាបានទេ ។

ចម្លើយ: ប្រើ fillert weld $\frac{5}{16}in. \times 1\frac{1}{2}in.$ សម្រាប់ flange-to-web weblds ជាមួយនឹងគំលាតដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.២២ ។



សម្រាប់ intermediate stiffener welds:

ទំហំទឹកបន្សារអប្បបរមា= $\frac{3}{16}in.$ (ដោយឈរលើកម្រាស់ $t_w = \frac{5}{16}in.$ និង $t = \frac{1}{4}in.$)

ប្រវែងអប្បបរមា= $4\left(\frac{3}{16}\right) = 0.75in. < 1.5in.$ យក 1.5

លទ្ធភាពរបស់ទឹកបន្សារក្នុង $1in.$ សម្រាប់ទឹកបន្សារ 4 (2 សម្រាប់ stiffener plate មួយ)

$$0.707\left(\frac{3}{16}\right)(31.5)(4) = 16.70kips/in.$$

លទ្ធភាពកម្លាំងកាត់របស់ base metal គឺ $6.075kips/in.$ (មើលការគណនាខាងលើសម្រាប់ $t = \frac{5}{16}in.$)

ពីសមីការ 10.៣ កម្លាំងកាត់ដែលត្រូវគឺ

$$f = 0.045h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} = 0.045(62)\sqrt{\frac{(36)^3}{29000}} = 3.539kips/in.$$

ប្រើទឹកបន្សារដាច់។ លទ្ធភាពរបស់ទឹកបន្សារ 4 ដែលមួយៗមានប្រវែង $1.5in.$

$$1.5(6.075) = 9.112kips$$

ឱ្យរេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់ក្នុង $1in.$ ស្មើនឹងរេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវការ គេទទួលបាន

$$\frac{9.112}{s} = 3.539kips/in. \quad \text{ឬ} \quad s = 2.57in.$$

ពី AISC Appendix F2.3 clear spacing អតិប្បរមាស្មើនឹង 16 ដងកម្រាស់ទ្រនុង ប៉ុន្តែមិនធំជាង $10in.$ ឬ

$$16t_w = 16\left(\frac{5}{16}\right) = 5in.$$

ប្រើគំលាតពីអ័ក្សទៅអ័ក្ស $2.5in.$ ដែល clear spacing ដែលគេទទួលបានគឺ

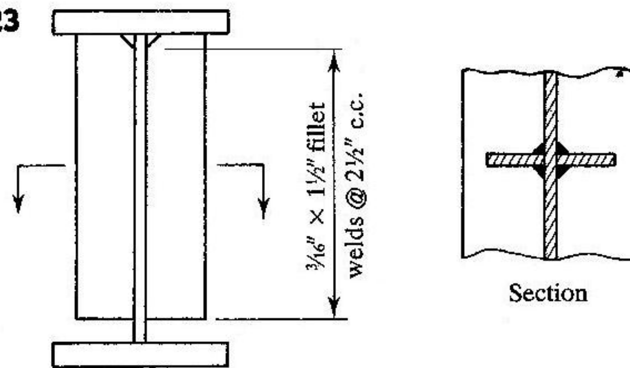
$$2.5 - 1.5 = 1in. < 5in. \quad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: ប្រើ fillet welds $\frac{3}{16} \times 1\frac{1}{2}$ សម្រាប់ intermediate stiffeners ដែលមានគំលាតដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី ១០.២៣។

សម្រាប់ bearing stiffener welds:

ទំហំអប្បបរមា $\frac{5}{16}in.$ (ដោយឈរលើកម្រាស់ $t_w = \frac{5}{16}in.$ និង $t = \frac{3}{4}in.$)

ប្រវែងអប្បបរមា= $4\left(\frac{5}{16}\right) = 1.25in. < 1.5in.$ យក 1.5



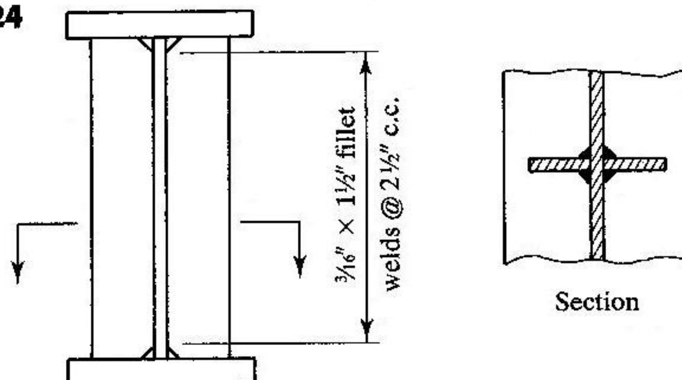
ប្រើទឹកបន្សារពីរសម្រាប់ stiffener មួយ ដូចនេះសរុបមានទឹកបន្សារ 4 ។ ដូចគ្នានឹង intermediate stiffener រេស៊ីស្តង់កម្លាំងកាត់របស់ base metal $6.075 kips/in.$ នឹងកំណត់រេស៊ីស្តង់របស់ទឹកបន្សារ ឬ $9.112 kips$ សម្រាប់ទឹកបន្សារប្រវែង $1.5in.$ ។

សម្រាប់ end bearing stiffener បន្ទុកដែលអនុវត្តក្នុង $1in.$ គឺ

$$\frac{\text{reaction}}{\text{length avaible for weld}}=\frac{223.4}{62-2(0.5)}=3.662 kips/in.$$

ពី $\frac{9.112}{s}=3.662$ គេបាន $s=2.49in.$

ចម្លើយ: ប្រើ fillet weld $\frac{3}{16}\times1\frac{1}{2}$ សម្រាប់ bearing stiffener ទាំងអស់ ដែលគំលាតត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូប ទី ១០.២៤ ។



Girder ដែលបានគណនានៅក្នុងឧទាហរណ៍នេះមិនមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចទេ ។ លទ្ធភាពផ្សេងទៀតគឺ girder ដែលមានទ្រនុងស្តើងជាង ហើយគេប្រើ intermediate ច្រើនជាង និងមួយទៀតគឺ girder ដែលមានទ្រនុងក្រាស់ជាង ហើយអត់ប្រើ intermediate stiffener ។ កត្តាដែលប៉ះពាល់ដល់លក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចរួមមានទម្ងន់ (មាឌរបស់

ដែកដែលត្រូវការ) និងតម្លៃក្នុងការតំឡើង។ ទោះបីជា girder ដែលមាន intermedaite តែងតែត្រូវការដែកតិចក៏ដោយ ក៏ការបន្សំនេះអាចបន្ថែមដោយតម្លៃនៃការដំឡើងដែរ។ កម្រាស់ស្លាបក៏គេអាចយកមកពិចារណាផងដែរ។ ជម្រើសទាំងនេះសុទ្ធតែសន្សំសំចៃទម្ងន់ ប៉ុន្តែគេក៏ត្រូវពិចារណាពីតម្លៃក្នុងការតំឡើងដែរ។ វិធីដែលគេអនុវត្តដើម្បីទទួលបាននូវការគណនាដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ចគឺការសិក្សាជម្រើសច្រើន ហើយធ្វើការប្រៀបធៀបតម្លៃរបស់វា ដោយប្រើការប៉ាន់ស្មានសំភារៈ និងតម្លៃនៃការតំឡើង។ Design of Welded Structures (Blodgett, 1996) ផ្តល់នូវសំណួមពរដែលមានប្រយោជន៍ជាច្រើនសម្រាប់ការគណនា welded plate girder ដែលមានលក្ខណៈសេដ្ឋកិច្ច។

Appendix A. ការគណនា និងការវិភាគដោយលក្ខណៈប្លាស្ទិច
Plastic Analysis and Design

A.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

យើងបានណែនាំពីគំនិតនៃការបាក់ដោយប្លាស្ទិច (plastic collapse) នៅក្នុងកថាខណ្ឌ ៥.២, " កុងតាំងពត់ និងម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច" ។ ការបាក់របស់គ្រឿងបង្គុំនឹងកើតឡើងនៅពេលបន្ទុកបង្កើតសន្លាក់ប្លាស្ទិចគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីបង្កើតជា mechanism ដែលនឹងធ្វើឱ្យមានភាពដាបដោយមិនមានការកើនឡើងបន្ទុក។ នៅក្នុងធ្នឹមដែលកំណត់ដោយស្តាទិច គេត្រូវការតែសន្លាក់ប្លាស្ទិចមួយតែប៉ុណ្ណោះ។ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.១ សន្លាក់នឹងកើតមាននៅកន្លែងណាដែលមានម៉ូម៉ង់អតិបរមា (ករណីនេះគឺនៅកណ្តាលល្វែង)។ នៅពេលដែលម៉ូម៉ង់ពត់មានតម្លៃធំគ្រប់គ្រាន់ដើម្បីធ្វើឱ្យមុខកាត់ទាំងមូល yield, នោះវាមិនអាចទប់នឹងការកើនឡើងរបស់ម៉ូម៉ង់ថែមទៀត ហើយសន្លាក់ប្លាស្ទិចក៏ត្រូវបានបង្កើតឡើង។ សន្លាក់ប្លាស្ទិចនេះស្រដៀងគ្នានឹងសន្លាក់ធម្មតាដែរ តែខុសត្រង់ថាសន្លាក់ប្លាស្ទិចមានលទ្ធភាពទប់នឹងម៉ូម៉ង់ខ្លះ ដែលដូចគ្នាយ៉ាងខ្លាំងនឹង rusty hinge ។

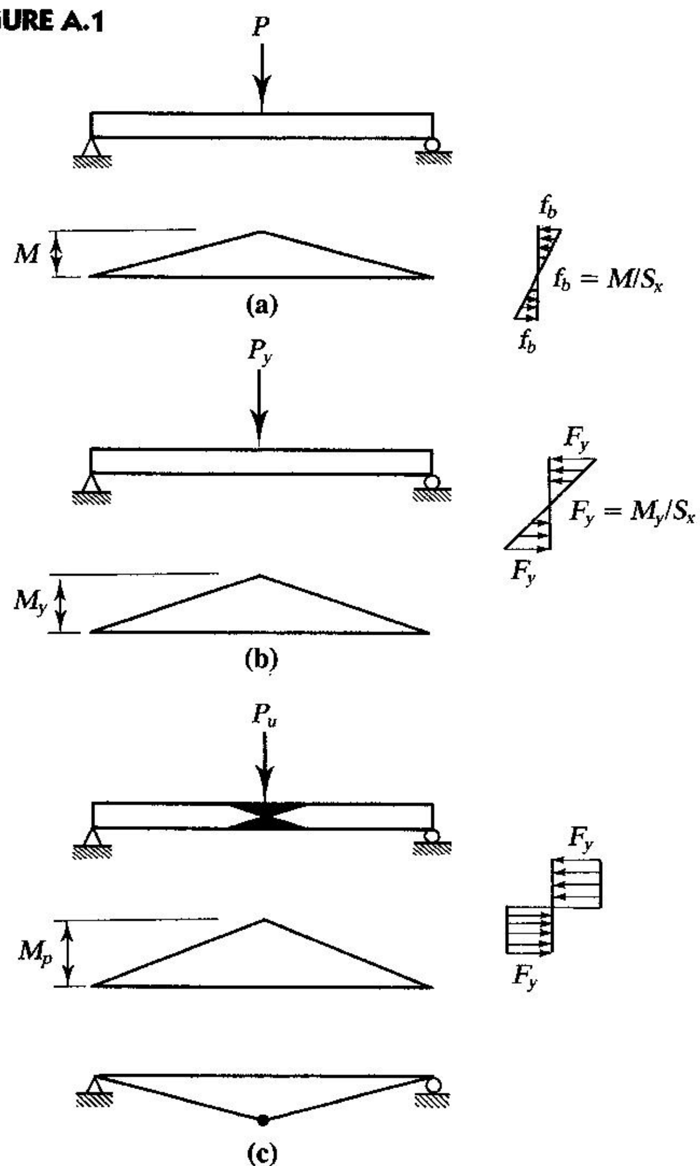
លទ្ធភាពម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច (plastic moment capacity) ដែលសំគាល់ដោយ M_p ជាម៉ូម៉ង់ពត់ដែលកើតមាននៅត្រង់សន្លាក់ប្លាស្ទិច។ វាមានតម្លៃស្មើនឹងម៉ូម៉ង់ទប់ខាងក្នុងដែលកើតពីការបែងចែកកុងត្រាំងដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.១ c តែមានទិសដៅផ្ទុយគ្នា។ គេអាចកំណត់ម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិចនៅពេលដែលគេស្គាល់ yield stress និងរូបរាងមុខកាត់ ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.២។ ប្រសិនបើការបែងចែកកុងត្រាំងនៅក្នុងលក្ខខណ្ឌប្លាស្ទិចពេញត្រូវបានជំនួសដោយកម្លាំងសមមូលស្តាទិចពីរដែលមានតម្លៃដូចគ្នា និងទិសដៅផ្ទុយគ្នា នោះវានឹងបង្កើត couple ។ អាំងតង់ស៊ីតេនៃកម្លាំងនីមួយៗស្មើនឹងផលគុណរវាង yield stress និងពាក់កណ្តាលក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុប។ ម៉ូម៉ង់ដែលបង្កើតដោយ couple ខាងក្នុងនេះគឺ

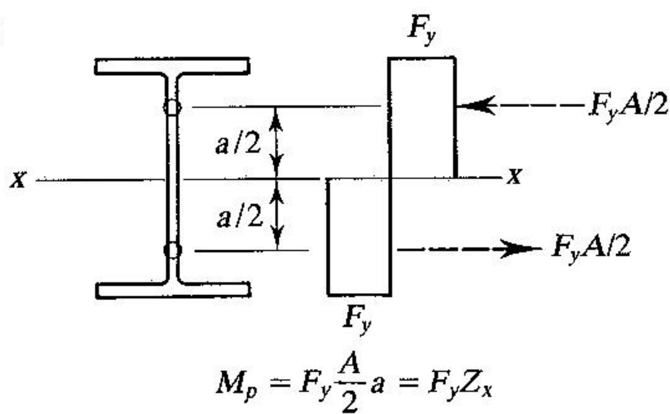
$$M_p = F_y \frac{A}{2} a = F_y Z_x$$

ដែល A ជាក្រឡាផ្ទៃមុខកាត់សរុប, a ជាចំងាយរវាងទីប្រជុំទម្ងន់នៃក្រឡាផ្ទៃពាក់កណ្តាលពីរ និង Z_x ជាម៉ូឌុលមុខកាត់ប្លាស្ទិច។ មេគុណសុវត្ថិភាពចន្លោះស្ថានភាព yielding ដំបូង និងស្ថានភាពប្លាស្ទិចពេញត្រូវបានសំដែងនៅក្នុងម៉ូឌុលមុខកាត់។ ពីរូបទី A.១ b គេអាចសរសេរម៉ូម៉ង់ដែលបង្កើត yield ដំបូង

$$M_y = F_y S_x \text{ និង } \frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z_x}{F_y S_x} = \frac{Z_x}{S_x}$$

ផលធៀបនេះជាតម្លៃថេរសម្រាប់រូបរាងមុខកាត់ដែលស្គាល់ និងត្រូវបានគេហៅថា មេគុណរូបរាង។ សម្រាប់ធ្នឹមដែលគណនាដោយ allowable stress theory វាជារង្វាស់នៃ reserve capacity ហើយមានតម្លៃមធ្យម 1.12 សម្រាប់ W-shapes ។


FIGURE A.1
P
M
f_b
$f_b = M/S_x$
f_b
(a)
P_y
F_y
$F_y = M_y/S_x$
F_y
M_y
(b)
P_u
F_y
M_p
F_y
(c)


FIGURE A.2
F_y
$F_yA/2$
a/2
x
x
a/2
$F_yA/2$
F_y
$M_p = F_y \frac{A}{2} a = F_y Z_x$

នៅក្នុងធ្នឹម ឬគ្រោងស្តាទិចមិនកំណត់ គេត្រូវការសន្លាក់ប្លាស្ទិចច្រើនជាងមួយដើម្បីបង្កើត collapse mechanism ។ សន្លាក់ទាំងនេះនឹងត្រូវបានបង្កើតតាមលំដាប់លំដោយ ទោះបីជាគេមិនចាំបាច់ដឹងពីលំដាប់ក៏ដោយ ។ គេនឹងពិចារណាការវិភាគរចនាសម្ព័ន្ធស្តាទិចមិនកំណត់ក្រោយពីការពិភាក្សាតម្រូវការរបស់ Specification ។

A.២. AISC Requirements

AISC Specification អនុញ្ញាតឱ្យប្រើ plastic analysis and design នៅពេលគ្រឿងបង្គុំនៅរក្សាភាពលំនឹងទាំង local និងទាំងមូលត្រង់ចំណុច plastic collapse ។ ដោយសារគេតម្រូវឱ្យធ្នឹម ឬគ្រោងរងនូវភាពដាបធំនៅពេលដែលសន្លាក់ប្លាស្ទិចត្រូវបានបង្កើត គេត្រូវការ lateral bracing ជាពិសេស ។

ដើម្បីការពារ local buckling, AISC B5.2 ទាមទារថាអង្គត់មាន compact cross-sectional shape ដែល $\lambda \le \lambda_p$ សម្រាប់ទាំងទ្រនុង និងស្លាប ។ សម្រាប់អង្គត់ I-shaped shape ដូចជា W និង S-shapes ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ដែលកំណត់ពី Table B5.2 គឺ

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(US)} \qquad \frac{b_f}{2t_f} \le \frac{170}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(IS)}$$

និង

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(US)} \qquad \frac{h}{t_w} \le \frac{1680}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(IS)}$$

ដើម្បីការពារ lateral buckling, AISC F1.2d កំណត់ unbraced length អតិបរមា L_b ត្រង់ទីតាំងសន្លាក់ប្លាស្ទិចជា L_{pd} ដែលសម្រាប់ I-shaped member

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(M_1 / M_2)}{F_y} r_y \quad \text{(US)} \qquad \text{(AISC Equation F1-17)}$$

$$L_{pd} = \frac{24820 + 15170(M_1 / M_2)}{F_y} r_y \quad \text{(IS)}$$

នៅក្នុងសមីការនេះ M_1 ជាម៉ូម៉ង់ដែលតូចជាងនៅត្រង់ចុងនៃ unbraced length និង M_2 ជាម៉ូម៉ង់ដែលធំជាង ។ ផលធៀប M_1/M_2 គឺវិជ្ជមាននៅពេលដែល M_1 និង M_2 ពត់អង្គត់ឱ្យមានកំណោងឌុប និងមានតម្លៃអវិជ្ជមាននៅពេលដែលវាបង្កើតកំណោងទោល ។

សម្រាប់ compact shape ដែលមាន lateral bracing គ្រប់គ្រាន់ គេអាចយក M_n ស្មើនឹង M_p សម្រាប់ ប្រើនៅក្នុង plastic analysis ។ ប៉ុន្តែ AISC F1.2d កំណត់ថានៅក្នុងតំបន់ដែលកើតមានសន្លាក់ប្លាស្ទិចចុង ក្រោយ និងនៅក្នុងតំបន់ដែលមិនក្បែរសន្លាក់ប្លាស្ទិចគេត្រូវប្រើវិធីធម្មតាដើម្បីកំណត់ M_n ។

AISC Specification provision ផ្សេងទៀតដែលទាក់ទងនឹង plastic analysis and design មានដូចខាងក្រោម ។

A5.1 Plastic analysis ត្រូវបានអនុញ្ញាតសម្រាប់តែ $F_y \leq 65ksi$ ។

C2.2 កម្លាំងតាមអ័ក្សដែលបង្កើតដោយបន្ទុកទំនាញមេគុណ និងបន្ទុកតាមទិសដេកមេគុណមិនត្រូវធំជាង $0.75\phi_c A_g F_y$ ។

E1.2 សម្រាប់សសរ slenderness parameter λ_c មិនត្រូវធំជាង $1.5K$ ដែល K ជាមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព ។

A.៣. ការវិភាគ (Analysis)

ប្រសិនបើវាអាចមាន collapse mechanism ច្រើនជាមួយ ដូចជាធ្នឹមជាប់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៣ គេអាចរកបាននូវ collapse mechanism ដែលត្រឹមត្រូវ ហើយវិភាគជាមួយនឹងជំនួយនៃទ្រឹស្តីគោលចំនួនបីរបស់ plastic analysis ដែលឱ្យនៅទីនេះដោយគ្មានការស្រាយបញ្ជាក់ ។

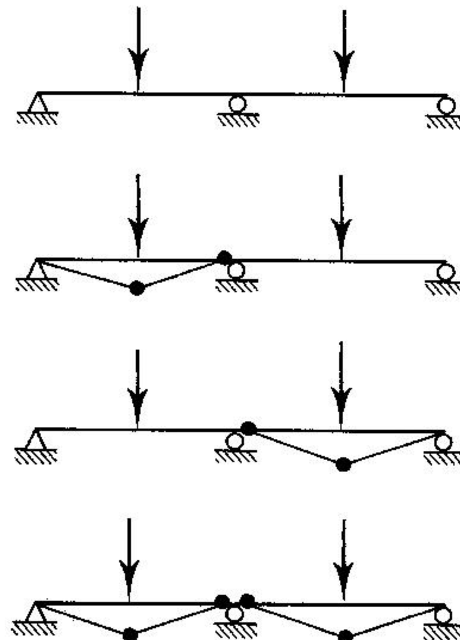


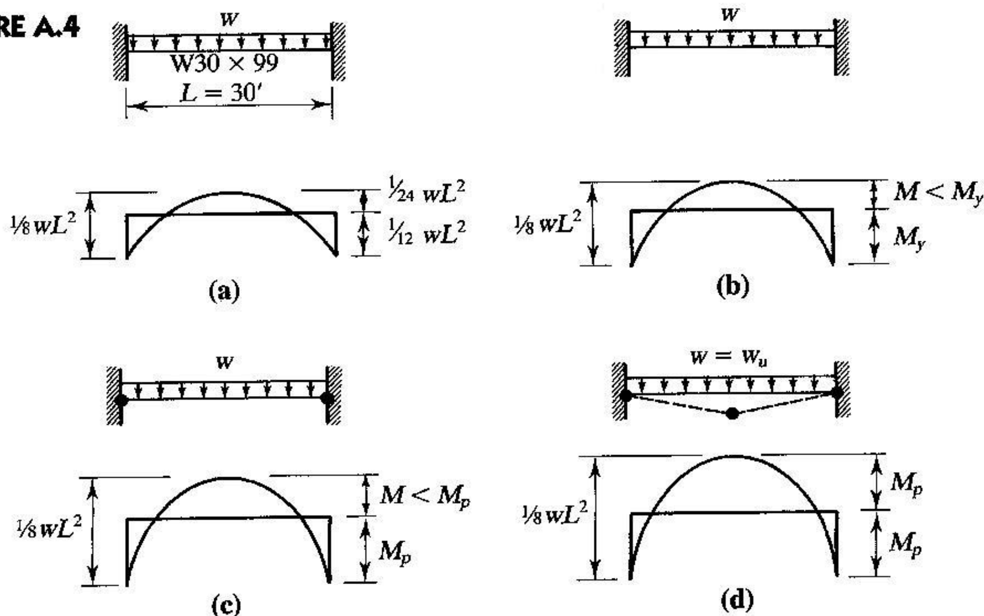
FIGURE A.3

1. Lower-bound theorem (static theorem): ប្រសិនបើគេអាចរកបាននូវការបែងចែកម៉ូម៉ង់ដ៏មានសុវត្ថិភាព (ដែលម៉ូម៉ង់មួយតូចជាង ឬស្មើនឹង M_p គ្រប់កន្លែង) ហើយវាអាចទទួលបន្ទុកដោយស្តាទិច (លំនឹងត្រូវបានបំពេញ) បន្ទាប់មកបន្ទុកដែលត្រូវគ្នាត្រូវតូចជាង ឬស្មើ collapse load ។

2. Upper-bound theorem (kinetic theorem): បន្ទុកដែលត្រូវនឹង mechanism សន្មត់ត្រូវតែធំជាង ឬស្មើនឹង collapse load ។ ជាវិបាក ប្រសិនបើគេអង្កេត mechanism ដែលអាចមានទាំងអស់ mechanism មួយណាដែលត្រូវការបន្ទុកតូចជាងគេជា mechanism ដែលត្រឹមត្រូវ ។
3. Uniqueness theorem: ប្រសិនគេមានការបែងចែកម៉ូម៉ង់ដែលអាចទទួលយកបានដោយស្ថាទិច និងមានសុវត្ថិភាព ដែលនៅក្នុងនោះ សន្លាក់ប្លាស្ទិចគ្រប់គ្រាន់បង្កើត collapse mechanism នោះបន្ទុកដែលត្រូវគ្នាជា collapse load ដែលប្រសិនបើ mechanism បំពេញទាំង upper-boud theorem និង lower-bound theorem វាជា mechanism ដែលត្រឹមត្រូវ ។

ការវិភាគដែលឈរលើ lower-bound theorem ត្រូវបានគេហៅថា equilibrium method ហើយត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ A.១ ។

ឧទាហរណ៍ A.១: រកបន្ទុកចុងក្រោយ (ultimate load) សម្រាប់ធ្នឹមដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៤a ដោយ equilibrium method របស់ plastic analysis ។ សន្មត់គេប្រើ continuous lateral support និង ដែលប្រភេទ $A36$ ។



ដំណោះស្រាយ: ដែក $A36$ មុខកាត់ $W30\times99$ ជា comapact shape ហើយជាមួយនឹង continuous lateral support, តម្រូវការ lateral bracing គឺគ្រប់គ្រាន់ ដូចនេះគេអាចទទួលយក plastic analysis ។

ដំណាក់ការនៃការដាក់បន្ទុកលើធ្នឹមពី working load ទៅដល់ collapse load ត្រូវបានគូសបញ្ជាក់នៅក្នុងរូបទី A.៤a-d ។ នៅពេល working load មុនពេល yielding កើតឡើងគ្រប់ទីកន្លែង ការបែងចែកម៉ូម៉ង់ពត់ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៤a ជាមួយនឹងម៉ូម៉ង់អតិបរមាដែលកើតមានត្រង់ទម្របង្កប់ ។ នៅពេលដែលបន្ទុកកើនឡើងបន្តិចម្តងៗ yielding ចាប់ផ្តើមកើតមានត្រង់ទម្រ នៅពេលដែលម៉ូម៉ង់ពត់ទៅដល់ $M_y = F_y S_x$ ។ នៅពេលដែលបន្ទុកកើនឡើងកាន់តែធំ វានឹងកើតមានសន្លាក់ប្លាស្ទិចក្នុងពេលដំណាលគ្នានៅត្រង់ចុងនីមួយៗ នៅពេលដែល $M_p = F_y Z_x$ ។ នៅត្រង់កម្រិតនៃការដាក់បន្ទុកនេះ គ្រឿងបង្កុំនៅមានស្ថិរភាពនៅឡើយ ធ្នឹមត្រូវបានប្រែក្លាយទៅជាស្តាទិចកំណត់ដោយការកើតមានសន្លាក់ប្លាស្ទិចពីរ ។ Mechanism នឹងកើតបានតែនៅពេលដែលកើតមានសន្លាក់ប្លាស្ទិចទីបី ។ វាអាចកើតមាននៅពេលដែលម៉ូម៉ង់វិជ្ជមានអតិបរមាមានតម្លៃ M_p ។ ដោយអាស្រ័យនឹង uniqueness theorem, បន្ទុកដែលត្រូវគ្នាជា collapse load ពីព្រោះការបែងចែក ម៉ូម៉ង់គឺសុវត្ថិភាព ហើយអាចទទួលយកបានដោយស្តាទិច ។

នៅគ្រប់ដំណាក់កាលនៃការដាក់បន្ទុក ផលបូកនៃលៃដាច់ខាតនៃម៉ូម៉ង់វិជ្ជមាន និងម៉ូម៉ង់អវិជ្ជមានអតិ-បរមាគឺ $wL^2/8$ ។ នៅពេល collapse, ផលបូកនេះក្លាយទៅជា

$$M_p + M_p = \frac{1}{8} w_u L^2 \quad \text{ឬ} \quad w_u = \frac{16 M_p}{L^2}$$

គេត្រូវតែប្រៀបធៀបបន្ទុកមេគុណជាមួយនឹងរេស៊ីស្តង់មេគុណ ដូចនេះគេច្រើនប្រើ $\phi_b M_p$ ជាង M_p នៅក្នុងសមីការពីខាងដើម ។ ប៉ុន្តែដើម្បីរក្សានិមិត្តសញ្ញាឱ្យមានលក្ខណៈសាមញ្ញ យើងប្រើ M_p នៅគ្រប់ឧទាហរណ៍ទាំងអស់រហូតដល់ជំហានចុងក្រោយទើបយើងជំនួស $\phi_b M_p$ ទៅក្នុងសមីការ ។ លទ្ធផលដែលត្រឹមត្រូវ សម្រាប់ឧទាហរណ៍នេះគឺ

$$w_u = \frac{16 \phi_b M_p}{L^2}$$

សម្រាប់ $W30 \times 99$

$$M_p = F_y Z_x = \frac{36(312)}{12} = 936\, ft - kips$$

ហើយ $\phi_b M_p = 0.9(936) = 842.4\, ft - kips$

គេក៏អាចទទួលតម្លៃរបស់ $\phi_b M_p$ ដោយផ្ទាល់ពី Load Factor Design Selection Table នៅក្នុង Part 4 of the Manual ។

ចម្លើយ: $w_u = \frac{16(842.4)}{(30)^2} = 15.0 kips/ft$

ឧទាហរណ៍ A.២: ប្រសិនបើធ្នឹមនៅក្នុងឧទាហរណ៍ A.១ មិនមាន continuous lateral support ចូរកំណត់ទីតាំងដែលត្រូវពង្រឹង ។

ដំណោះស្រាយ: សន្លាក់ប្លាស្ទិចនៅខាងចុងកើតឡើងក្នុងពេលដំណាលគ្នា ហើយមុនពេលសន្លាក់នៅកណ្តាលល្វែងកើតឡើង ។ ដូចនេះគេគួរតែត្រួតពិនិត្យ unbraced length អតិបរមាដោយធៀបទៅនឹងចុង (សន្លាក់ចុងក្រោយដែលកើតឡើងមិនតម្រូវការ bracing សម្រាប់ plastic analysis ទេ) ។

ដោយធៀបនឹងសន្លាក់នៅចុងខាងឆ្វេង សន្មត់ថាចំណុចពង្រឹងគឺនៅកណ្តាលល្វែង ។ ក្នុងករណីនេះ $M_1 = M_2 = M_p$ ដូចនេះធ្នឹមមានកំណោងឌុប (ម៉ូម៉ង់ទាំងពីរមានសញ្ញាដូចគ្នា) ដូចនេះ $M_1/M_2 = +1$ ពី AISC Equation F1-17, unbraced length អតិបរមាគឺ

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(M_1/M_2)}{F_y} r_y = \frac{3600 + 2200(1.0)}{36}(2.10) = 338.3 in. = 28.2 ft$$

ចំណាំថា ធ្នឹមនេះស្ទើរតែគ្រប់គ្រាន់ដោយមិនត្រូវការ lateral bracing ។

ជាមួយនឹង lateral មួយទល់នៅកណ្តាលល្វែង

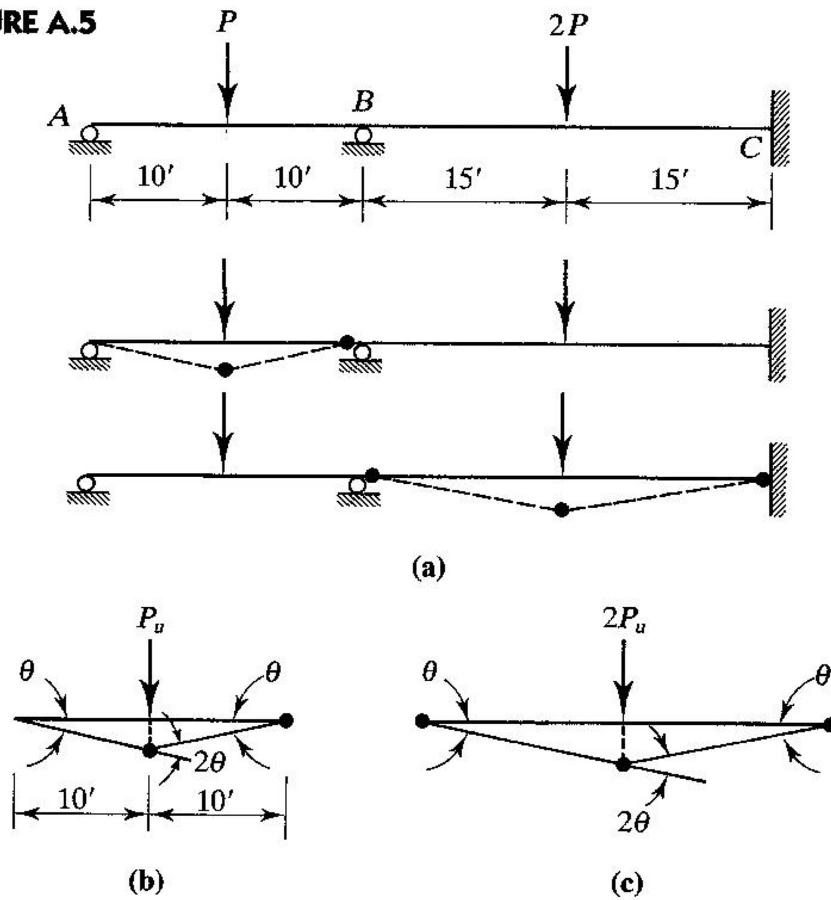
$L_p = 15 ft < 28.2 ft$ (OK)

Unbraced length ដែលត្រូវពិចារណារួមគឺរួបបញ្ចូលទាំងសន្លាក់នៅកណ្តាលល្វែង ។ វាមិនមានតំបន់ដែលមិននៅជាប់នឹងសន្លាក់ប្លាស្ទិចទេ ដូចនេះវាមិនត្រូវការការគណនា design strength ទេ ។

ចម្លើយ: ប្រើ lateral brace មួយនៅកណ្តាលល្វែង ។

Mechanism method គឺឈរលើ upper-bound theorem និងត្រូវាករអង្កេតគ្រប់ collapse mechanism ដែលអាចកើតមាន ។ Collapse mechanism ណាដែលត្រូវការបន្ទុកតូចជាងគេនឹងលុប ហើយបន្ទុកដែលត្រូវគ្នាជា collapse laod ។ គេត្រូវអនុវត្តគោលការណ៍របស់ virtual work សម្រាប់វិភាគ mechanism នីមួយៗ ។ Mechanism សន្មត់ត្រូវរងនូវ virtual displacement ស្របទៅតាមចលនាដែលអាចកើតមានរបស់ mechanism ហើយគេឱ្យកម្មន្តខាងក្រៅ និងកម្មន្តខាងក្នុងស្មើគ្នា ។ បន្ទាប់មកគេអាចរកទំនាក់ទំនងរវាងបន្ទុក និងលទ្ធភាពទប់ម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច M_p ។ បច្ចេកទេសនេះត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងឧទាហរណ៍ A.៣ និង A.៤ ។

ឧទាហរណ៍ A.៣: ធ្នឹមជាប់ដែលត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៥ មាន compact cross section ដែលមាន design strength $\phi_b M_p = 1040 ft - kips$ ។ ប្រើ mechanism method ដើម្បីរក collapse load P_u ។ សន្មត់ continuous lateral support ។



ដំណោះស្រាយ: គេមាន failure mechanism សម្រាប់ធ្នឹមនេះពីរយ៉ាង។ ដូចដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៥ វាមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នាដែលកំណាត់អង្កត់នីមួយៗរងនូវ rigid-body motion។ ដើម្បីអង្កេត mechanism នៅក្នុងល្វែង AB ដាក់ vitual rotation θ ត្រង់ A។ ការវិលដែលត្រូវគ្នានៅត្រង់សន្លាក់ប្លាស្ទិចត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៥b ហើយបំលាស់ទីតាមទិសឈរបែន្ទុកគឺ 10θ ។ ពីគោលការណ៍របស់ virtual work

កម្មន្តខាងក្រៅ = កម្មន្តខាងក្នុង

$$P(10\theta) = M_p(2\theta) + M_p\theta$$

(វាមិនមានកម្មន្តខាងក្នុងនៅត្រង់ A ទេ ព្រោះវាមិនមានសន្លាក់ប្លាស្ទិច)

collapse load គឺ

$$P_u = \frac{3M_p}{10}$$

Mechanism សម្រាប់ល្វែង AB មានលក្ខណៈខុសគ្នាបន្តិចៈ គ្រប់សន្លាក់ទាំងបីជាសន្លាក់ប្លាស្ទិច។ Virtual work ខាងក្នុង និង virtual work ខាងក្រៅក្នុងករណីគឺ

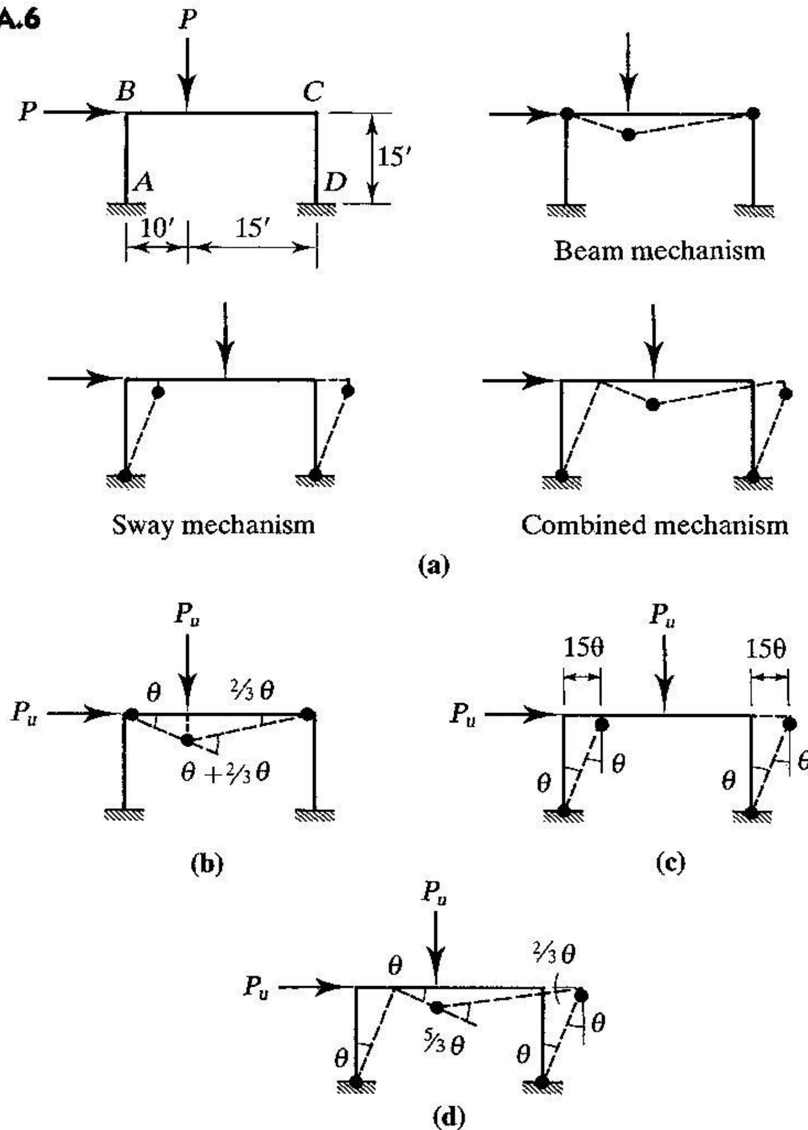
$$2P_u(15\theta) = M_p\theta + M_p(2\theta) + M_p\theta$$

នោះ $P_u = \frac{2}{15}M_p$

លទ្ធភាពទីពីរនេះត្រូវការបន្ទុកតូចជាង ដូចនេះវាជា mechanism ដែលត្រឹមត្រូវ។ Collapse load ដែលនឹងទទួលបានដោយប្រើ $\phi_b M_p$ ជំនួសឱ្យ M_p

ចម្លើយ: $P_u = \frac{2}{15}\phi_b M_p = \frac{2}{15}(1040) = 139kips$

ឧទាហរណ៍ A.៤: កំណត់ collapse load P_u សម្រាប់ rigid frame ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៦។ អង្គត់នីមួយៗរបស់គ្រោងគឺ $W21\times147$ ដែលមាន $F_y = 50ksi$ ។ សន្មត់ lateral support ជាប់។



ដំណោះស្រាយ: $W21\times147$ ជា compact shape សម្រាប់ $F_y = 50ksi$ និងមាន lateral support ជាប់ ដូច នេះវាបំពេញលក្ខខណ្ឌក្នុងការប្រើប្រាស់ plastic analysis ។

ដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៦ គេមាន failure mode ចំនួនបីសម្រាប់គ្រោងនេះ: ធ្នឹម mechanism នៅ ក្នុងអង្គត់ BC , sway mechanism និងមួយទៀតជាបន្សំនៃ mechanism ពីរដំបូង ។ យើងចាប់ផ្តើមការវិភាគ mechanism នីមួយៗដោយដាក់ virtual rotation θ នៅត្រង់សន្លាក់មួយ ហើយសរសេរសមីការជាអនុគមន៍ ទៅនឹងមុំនេះ ។

Virtual displacement របស់ធ្នឹម mechanism ត្រូវបានបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៦ b ។ ពីសមភាពនៃ កម្មន្តខាងក្រៅ និងកម្មន្តខាងក្នុង

$$P_u(10\theta) = M_p\theta + M_p\left(\frac{5}{3}\theta\right) + M_p\left(\frac{2}{3}\theta\right)$$

ដែលគេប្រើ M_p ជំនួសឱ្យ $\phi_b M_p$ ។ ដោះស្រាយរក P_u

$$P_u = 0.3333M_p$$

ប្រសិនបើគេមិនគិត axial strain នៅក្នុងអង្គត់ BC , sway mechanism នឹងខូចទ្រង់ទ្រាយដូចបង្ហាញ នៅក្នុងរូបទី A.៦ c ជាមួយនឹងបំលាស់ទីតាមទិសដេកដូចគ្នាត្រង់ B និង C ។ ជាវិបាក មុំវង្វិលនៃគ្រប់សន្លាក់ ទាំងអស់គឺលក្ខណៈស្រដៀងគ្នា:

$$P_u(15\theta) = M_p(4\theta) \quad \text{ឬ} \quad P_u = 0.2667M_p$$

ពីរូបទី A.៦d, គោលការណ៍នៃ virtual work សម្រាប់ combined mechanism ឱ្យ

$$P_u(15\theta) + P_u(10\theta) = M_p\theta + M_p\left(\frac{5}{3}\theta\right) + M_p\left(\frac{2}{3}\theta + \theta\right) + M_p\theta$$

$$P_u = 0.2133M_p \qquad \text{(លុប)}$$

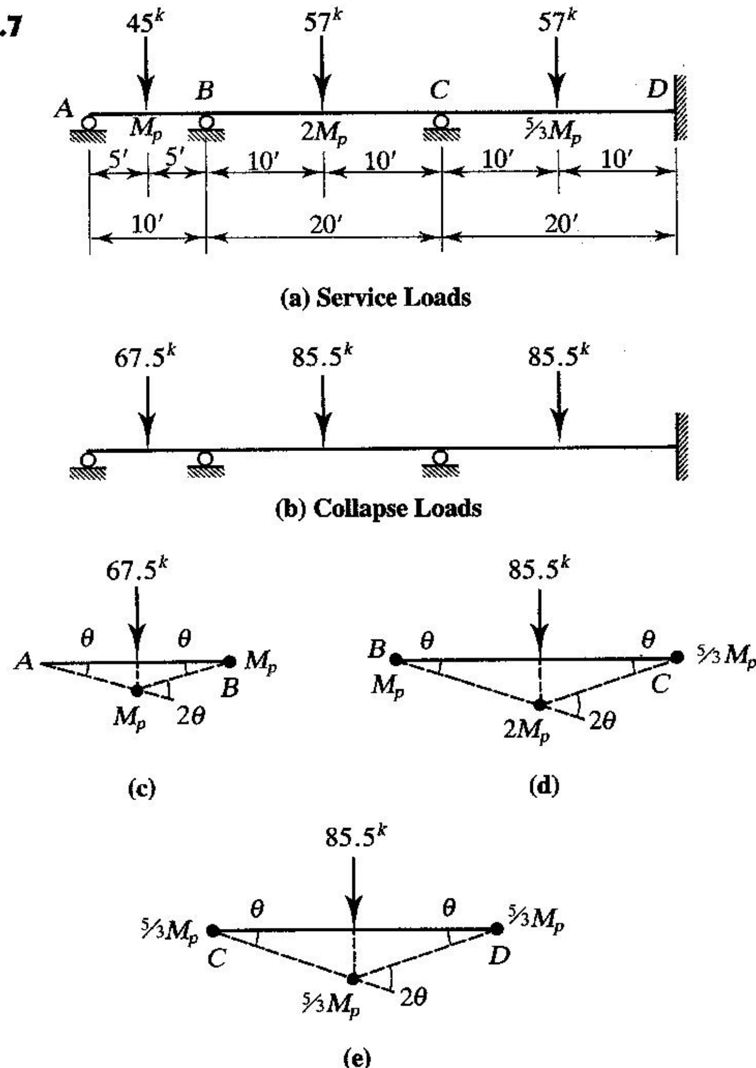
ចម្លើយ: Collapse load សម្រាប់គ្រោងគឺ $P_u = 0.2133\phi_b M_p = 0.2133(1400) = 299kips$

ចំណាំថា វាមានចំណុចដូចគ្នាខ្លះរវាងវិធីនៃការវិភាគទាំងពីរ ។ ទោះបីជា equilibrium method មិន ត្រូវការពិចារណាគ្រប់ mechanism ក៏ដោយ ក៏វាត្រូវការឱ្យយើងដឹងពី mechanism នៅពេលដែលការបែង ចែងម៉ូម៉ង់សន្មត់ស្របទៅនឹង mechanism មួយ ។ វិធីទាំងពីរត្រូវការការសន្មត់ failure mechanism ប៉ុន្តែនៅ ក្នុង equilibrium method គេត្រូវត្រួតពិនិត្យការសន្មត់នីមួយៗសម្រាប់សុវត្ថិភាព និងការបែងចែក ម៉ូម៉ង់ដែល អាចទទួលយកបានដោយស្តាទិច ហើយវាមិនត្រូវការការអង្កេតគ្រប់ mechanism ទេ ។

A.៤. ការគណនាមុខកាត់ (Design)

ដំណើរការនៃការគណនាគឺស្រដៀងគ្នានឹងការវិភាគដែរ តែវាខុសគ្នាត្រង់ថាអញ្ញាតដែលត្រូវរកជាលទ្ធភាពម៉ូមង់ប្លាស្ទិចដែលត្រូវការ M_p ។ គេស្គាល់ collapse load ដែលទទួលបានពីការគុណ service load នឹងមេគុណបន្ទុក ។

ឧទាហរណ៍ A.៤: ធ្នឹមជាប់បីល្វែងដូចបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី A.៧ ត្រូវទ្រទ្រង់ gravity service load ។ បន្ទុកនីមួយៗផ្សំឡើងដោយបន្ទុកថេរ 25% និងបន្ទុកអថេរ 75% ។ គេប្រើ cover plate នៅក្នុងល្វែង BC និង CD ដើម្បីទទួលបាន moment strength ដូចដែលបានបង្ហាញ។ សន្មត់ continuous lateral support និងជ្រើសរើសរូបរាងដែកសម្រាប់ប្រភេទ $A36$ ។



ដំណោះស្រាយ: Collapse load ដែលទទួលបានដោយការគុណ service load ដោយមេគុណបន្ទុកសមស្រប។ សម្រាប់ service load $45kips$

$$P_u = 1.2(0.25 \times 45) + 1.60(0.75 \times 45) = 67.5kips$$

សម្រាប់ service load $75kips$

$$P_u = 1.2(0.25 \times 75) + 1.60(0.75 \times 75) = 85.5kips$$

គេត្រូវអង្កេត mechanism បីដែលមាន mechanism មួយនៅលើល្វែងមួយ។ រូបទី A.៧ c-e បង្ហាញពី mechanism នីមួយៗក្រោយពីរងនូវ virtual displacement ។ នៅពេលដែលសន្លាក់ប្លាស្ទិចកើតឡើងនៅត្រង់ទម្រដែលអង្កត់នីមួយៗមិនមានរេស៊ីស្តង់ស្មើគ្នា វានឹងកើតឡើងនៅពេលដែលម៉ូម៉ង់ពត់ស្មើនឹងលទ្ធភាពម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិច របស់អង្កត់ដែលខ្សោយជាង។

សម្រាប់ល្វែង AB

កម្មន្តខាងក្រៅ = កម្មន្តខាងក្នុង

$$67.5(5\theta) = M_p(2\theta + \theta) \quad \text{ឬ} \quad M_p = 112.5\, ft - kips$$

សម្រាប់ល្វែង BC

$$85.5(10\theta) = M_p\theta + 2M_p(2\theta) + \frac{5}{3}M_p\theta \quad \text{ឬ} \quad M_p = 128.2\, ft - kips$$

សម្រាប់ល្វែង CD

$$85.5(10\theta) = \frac{5}{3}M_p(\theta + 2\theta + \theta) \quad \text{ឬ} \quad M_p = 128.2\, ft - kips$$

Upper-bound theorem ត្រូវបានបកស្រាយដូចខាងក្រោម៖ តម្លៃនៃម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិចដែលត្រូវគ្នានឹង mechanism ដែលសន្មត់គឺតូចជាង ឬស្មើនឹងម៉ូម៉ង់ប្លាស្ទិចសម្រាប់ collapse load។ ដូចនេះ mechanism ដែលទាមទារលទ្ធភាពម៉ូម៉ង់ធំជាងគេជា mechanism ដែលត្រឹមត្រូវ។ Mechanism ទាំងពីរចុងក្រោយមានតម្លៃ M_p ដូចគ្នា ហើយអាចនឹងកើតឡើងក្នុងពេលដំណាលគ្នា។ ជាទូទៅរេស៊ីស្តង់ដែលត្រូវការជា design strength ដែលត្រូវការ ដូចនេះ

$$\phi_b M_p = 128.2\, ft - kips$$

ពី Load Factor Design Selection Table, រូបរាងដែលស្រាលជាងគេគឺ $W16 \times 31$ ដែលមាន design strength $\theta_b M_p = 146\, ft - kips$

សាកល្បង $W16 \times 31$ ហើយត្រួតពិនិត្យកម្លាំងកាត់ (យោងតាមរូបទី A.៨)

សម្រាប់ល្វែង AB

$$\sum M_B = V_A(10) - 67.5(5) + 128.2 = 0$$

$$V_A = 20.93 kips$$

$$V_B = 20.93 - 67.5 = -46.57 kips$$

សម្រាប់ល្វែង BC

$$\sum M_B = -M_p + 85.5(10) + \left(\frac{5}{3}\right) M_p - V_C(20) = 0$$

$$V_C = \frac{85.5(10) + (2/3)M_p}{20} = \frac{855 + (2/3)(128.2)}{20} = 47.02 kips$$

$$V_B = 85.5 - 47.02 = 38.48 kips$$

សម្រាប់ល្វែង CD

$$\sum M_C = -\frac{5}{3} M_p + \frac{5}{3} M_p + 85.5(10) - V_D(20) = 0$$

$$V_D = 42.75 kips = V_C$$

ដូចនេះ កម្លាំងកាត់ទទឹងអតិបរមា V_C គឺបានមកពីល្វែង BC ឬស្មើគ្នា $47.02 kips$ ។

ពីតារាងបន្ទុកពង្រាយស្មើមេគុណនៅក្នុង Part 4 of the Manual, shear design strength របស់ $W16 \times 31$ គឺ

$\phi_v V_n = 84.9 kips > 47.02 kips$ (OK)

ចម្លើយ: ប្រើ $W16 \times 31$ ។

A.៥. ការសន្និដ្ឋាន (Conclusion Remark)

ការវិភាគនៃ mechanism ដែលរងបន្ទុកពង្រាយបង្ហាញពីភាពស្មុគស្មាញបន្ថែមទៀតដែលមិនបានរៀបរាប់នៅទីនេះ។ បញ្ហាជាក់ស្តែងនៅក្នុង plastic analysis or design រួមបញ្ចូលនូវការដាក់បន្ទុកបែបនេះយ៉ាងជាក់ស្តែង។ លើសពីនេះ គេគួរអង្កេតអន្តរអំពើនៃឥទ្ធិពលរបស់កម្លាំងតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់សម្រាប់អង្គត់ដែលរងទាំងកម្លាំងតាមអ័ក្ស និងម៉ូម៉ង់ពត់ ដូចនៅ rigid frame នៅក្នុងឧទាហរណ៍ A.៤ ។

ចំពោះវិធីវិភាគដែលមានលក្ខណៈទូទៅដូចជា equilibrium method មាននិយាយយ៉ាងលំអិតនៅក្នុង the plastic methods of structural analysis (Neal, 1977)។ ហើយវាមានរូបមន្តដែលមានលក្ខណៈស្មុគស្មាញសម្រាប់ mechanism method ទៀតផង។ ជាមួយនឹងវិធីនេះ ដែលគេស្គាល់ថាជា method of inequalities គេអាចកំណត់ mechanism ដែលត្រឹមត្រូវដោយ linear programming technique ដោយផ្ទាល់។ គេអាចប្រើ plastic design ធម្មតាសម្រាប់គណនាគ្រឿងបង្គុំភាគច្រើន ប៉ុន្តែជាទូទៅ mechanism method ដែលបង្ហាញនៅក្នុងឧបសម្ព័ន្ធនេះគឺគ្រប់គ្រាន់ហើយ ។

Appendix B. ការគណនាគ្រឿងបង្គុំដែកដោយឈរលើកុងត្រាំងអនុញ្ញាត
Structural Steel Design Based on Allowable Stress

B.១. សេចក្តីផ្តើម (Introduction)

ភាពខុសគ្នាចំបងរវាង allowable stress design និង loads and resistance factor design គឺមេគុណសុវត្ថិភាព។ * នៅក្នុង LRFD គេអនុវត្តមេគុណបន្ទុកទៅលើបន្ទុក និងមេគុណរេស៊ីស្តង់ទៅលើរេស៊ីស្តង់។ លើសពីនេះ តម្លៃរបស់មេគុណបន្ទុកអាស្រ័យនឹងប្រភេទរបស់បន្ទុក និងការបន្សំបន្ទុក។ នៅក្នុង allowable stress design (ASD) គេប្រើតែមេគុណសុវត្ថិភាពមួយគត់ ហើយវាត្រូវបានអនុវត្តទៅលើកុងត្រាំងដែលមាននៅក្នុងស្ថានភាពកំណត់។ ស្ថានភាពកំណត់របស់ ASD គឺស្រដៀងគ្នាសម្រាប់ LEFD គឺ yielding, fracture និង buckling។ គោលការណ៍របស់ allowable stress analysis and design គឺមានដូចតទៅ: កុងត្រាំងនៅក្នុង ស្ថានភាពកំណត់ត្រូវបានចែកជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាពដើម្បីទទួលបានកុងត្រាំងអនុញ្ញាត ហើយកុងត្រាំង អប្បបរមាដែលកើតឡើងដោយ service load ដាច់ខាតមិនត្រូវធំជាងកុងត្រាំងអនុញ្ញាតនេះទេ។ ឧទាហរណ៍ សម្រាប់កម្លាំងទាញតាមអ័ក្ស

$$f_t = \frac{P}{A} \le F_t \qquad \text{(B.1)}$$

ដែល f_t = កុងត្រាំងទាញគណនា

P = បន្ទុកទាញតាមអ័ក្សធ្វើការ

F_t = កុងត្រាំងទាញអនុញ្ញាត

កុងត្រាំងទាញអនុញ្ញាតអាចជាផលចែករវាង yield stress ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព ឬជាផលចែករវាង ultimate tensile stress ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាពផ្សេងទៀត។ យើងនឹងរៀបរាប់ពីអង្គត់រងការទាញលំអិតនៅក្នុងផ្នែក B.២។

គេប្រើ ASD សម្រាប់គ្រឿងបង្គុំដែកមុនពេលដែលមានការណែនាំពី LRFD Specification នៅក្នុងឆ្នាំ 1989។ ការបោះពុម្ពលើកចុងក្រោយរបស់ ASD Specification (AISC, 1989b) ហើយនិង Manual of steel Construction (AISC, 1989a) ត្រូវបានផ្សព្វផ្សាយនៅក្នុងឆ្នាំ 1989។ ការរៀបចំឯកសាររបស់ឯកសារទាំងពីរខាងលើមានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នានឹងការរៀបចំឯកសាររបស់ LRFD ដែរ។ គេបែងចែក Specification

* សន្មត់ថាយើងស្គាល់ និងយល់ពី AISC LRFD Specification និង Manual

ជាជំពូក (ឧទាហរណ៍ “Chapter D, Tension members”) ហើយ Manual ត្រូវបានបែងចែកជាផ្នែក (ដូចជា “Part 2, Beam and Girder Design”) ។ នៅក្នុង Specification មានការណែនាំ ដោយ Commentary ។

និមិត្តសញ្ញានៅក្នុងសមីការ B.1 មានលក្ខណៈស្រដៀងគ្នាទៅនឹងការប្រើប្រាស់នៅក្នុង Specification ។ គេប្រើអក្សរ f សម្រាប់កុងត្រាំងដែលគណនាជាក់ស្តែង និងគេប្រើអក្សរ F សម្រាប់កុងត្រាំងអនុញ្ញាត ។ សន្ទស្សន៍ប្រាប់ពីប្រភេទកុងត្រាំង ។

ដោយសារឧបសម្ព័ន្ធនេះគ្រាន់តែជាសេចក្តីណែនាំ ដូចនេះយើងមិនត្រូវការប្រើលេខផ្នែករបស់ AISC Specification ឬលេខសមីការទេ ។ សមីការនៅក្នុងឧបសម្ព័ន្ធនេះយកចេញពី Specification តែលេខសមីការត្រូវបានដាក់ទៅដោយខ្លួនយើង ។ លើសពីនេះ នៅពេលដែលយើងប្រើពាក្យ Specification ឬ Manual នៅក្នុងឧបសម្ព័ន្ធនេះ បានន័យថាយើងប្រើ allowable stress លើកលែងតែមានការណែនាំ ។

អង្គត់ជាច្រើននៃការគណនាគ្រឿងបង្គុំដែកគឺស្រដៀងគ្នាសម្រាប់ ASD និង LRFD ។ ឧទាហរណ៍ net area សម្រាប់អង្គត់រងការទាញគឺដូចគ្នា រួមបញ្ចូលទាំង $s^2/4g$ សម្រាប់ staggered holed (ការតម្រៀបរន្ធឆ្លាស់) និងមេគុណ U សម្រាប់ shear leg (ទោះបីជា ASD Specification ប្រើតម្លៃមធ្យមរបស់ U និងដាក់សមីការសម្រាប់ U នៅក្នុង Commentary ក៏ដោយ ក៏គេប្រើអ្វីដែលមាននៅក្នុង LRFD Specification ដែរ) ។ និយមន័យរបស់ compact member, noncompact member និង slender member គឺដូចគ្នា ប៉ុន្តែ LRFD Specication ចុងក្រោយមានការកែលំអច្រើន ។ ជាទូទៅ នៅពេលមានភាពមិនត្រូវគ្នារវាង ASD និង LRFD provision គេគួរដោះស្រាយដោយឈរលើ LRFD Specification ព្រោះវាទាន់សម័យកាល ។

ទោះជាវាមិនមានមេគុណបន្ទុកនៅក្នុង allowable stress design ក៏ដោយ គេនៅតែអាចគិតបន្ទុកសំខាន់ផ្សេងៗនៅក្នុងការបន្សំបន្ទុកដែរ ។ ឧទាហរណ៍ ជាទូទៅគេប្រើបន្សំបន្ទុកសម្រាប់គ្រឿងបង្គុំដំបូលដូចតទៅ: $D+S$, $D+W$, $D+(S/2)+W$ និង $D+S+(W/3)$ ។ លើសពីនេះ Specification អនុញ្ញាតឱ្យ allowable stress កើនឡើងមួយភាគបីនៅពេលគេរាប់បញ្ចូលបន្ទុកខ្យល់ និងបន្ទុករញ្ជួយដី ។ Building code ជាច្រើនក៏មានការផ្តល់បែបនេះដែរ ។

ASD Manual ក៏មានតារាង និងដ្យាក្រាមជាច្រើនស្រដៀងគ្នានឹង LRFD Manual ដែរ ។ យើងនឹងលើកយកតែតារាង ឬដ្យាក្រាមណាដែលសំខាន់មកបកស្រាយនៅក្នុងការណែនាំដ៏សង្ខេបនេះ ។

B.២. អង្គត់រងការទាញ (Tension members)

ពីសមីការ B.1 កុងត្រាំងទាញតាមអ័ក្សដែលគណនាគឺ $f_t = P/A$ ។ Allowable stress គឺឈរលើស្ថានភាពកំណត់ yielding និង fracture ដែលគ្រោះថ្នាក់ជាងគេ។ សម្រាប់ yielding របស់ gross section កុងត្រាំងអនុវត្តន៍គឺ

$$f_t = \frac{P}{A_g} \qquad \text{(B.2)}$$

ដែល A_g ជា gross cross-sectional area ។ The factor of safety សម្រាប់ស្ថានភាពកំណត់នេះគឺ 5/3 ហើយកុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺ

$$F_t = \frac{F_y}{F.S.} = \frac{F_y}{5/3} = 0.6F_y \qquad \text{(B.3)}$$

សម្រាប់ fracture របស់ net section

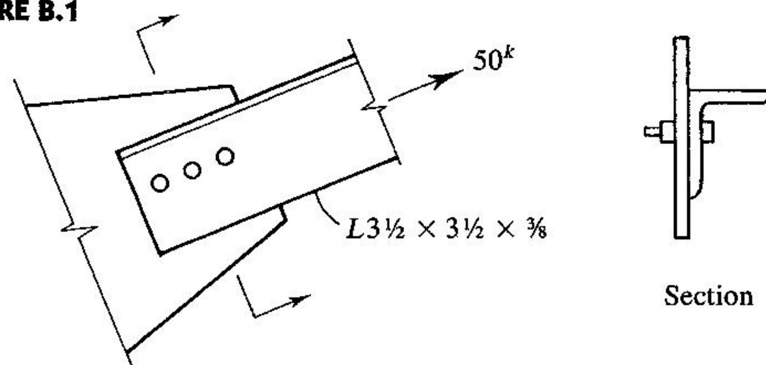
$$f_t = \frac{P}{A_e} \qquad \text{(B.4)}$$

ដែល A_e ជា effective net area ។ មេគុណសុវត្ថិភាពគឺ 2.0 ដែលលទ្ធផលរបស់កុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺ

$$F_t = \frac{F_u}{F.S} = \frac{F_u}{2} = 0.5F_u \qquad \text{(B.5)}$$

ឧទាហរណ៍ B.១: ត្រួតពិនិត្យកុងត្រាំងនៅក្នុងអង្គត់រងការទាញដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី B.១ ដែលកើតពីបន្ទុកធ្វើការ 50*kips* ។ គេប្រើដែកប្រភេទ *A*36 និងប៊ូឡុងអង្កត់ផ្ចិត $\frac{7}{8}$ *in.* ។

FIGURE B.1



ដំណោះស្រាយ: ពីសមីការ B.2 និង B.3 កុងត្រាំងអនុវត្តន៍នៅលើ gross section គឺ

$$f_t = \frac{P}{A_g} = \frac{50}{2.48} = 20.2ksi$$

ហើយកុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺ

$$F_t = 0.5F_y = 0.60(36) = 21.6ksi > 20.2ksi \qquad \text{(OK)}$$

កុងត្រាំងនៅលើ net area គឺ

$$A_n = A_g - (\text{thickness} \times \text{hole diameter})$$
$$= 2.48 - \frac{3}{8}\left(\frac{7}{8} + \frac{1}{8}\right) = 2.105 in.^2$$

ប្រសិនបើយើងប្រើតម្លៃមធ្យម U នោះ effective net area គឺ

$$A_e = UA_n = 0.85A_n = 0.85(2.105) = 1.789 in.^2$$

សម្រាប់សមីការ B.4 និង B.5

$$f_t = \frac{P}{A_e} = \frac{50}{1.789} = 27.9ksi$$
$$F_t = 0.50F_u = 0.50(58) = 29ksi > 27.9ksi \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: អង្គត់គឺមានលក្ខណៈគ្រប់គ្រាន់។

B.៣. អង្គត់រងការសង្កត់ (Compression members)

កុងត្រាំងនៅក្នុងអង្គត់ដែលរងការសង្កត់តាមអ័ក្សគឺ

$$f_a = \frac{P}{A_g}$$

កុងត្រាំងអនុញ្ញាត ដែលសំគាល់ដោយ F_a ត្រូវបានទទួលដោយចែក critical buckling load ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព។ មេគុណសុវត្ថិភាពសម្រាប់សសរអេឡាស្ទិច (slender column) មានតម្លៃថេរ ហើយមេគុណសម្រាប់សសរ inelastic មានតម្លៃប្រែប្រួល។ នៅក្នុង ASD រេស៊ីស្តង់រងការសង្កត់ត្រូវបានសរសេរជាអនុគមន៍នៃ slenderness ratio KL/r ប៉ុន្តែនៅក្នុង LRFD រេស៊ីស្តង់ជាអនុគមន៍ទៅនឹង $\lambda_c = (KL/r\pi)\sqrt{F_y/E}$ ។ នៅក្នុងតំបន់អេឡាស្ទិច កុងត្រាំងគ្រោះថ្នាក់គឺផលចែករវាង Euler buckling load នឹងក្រឡាផ្ទៃ ឬ

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r^2)} \div A_g = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \qquad \text{(B.6)}$$

សម្រាប់តំបន់ elastic ដែនសមាមាត្រត្រូវបានសន្មត់ស្មើនឹង $F_y/2$ គេនឹងប្រើសមីការដែលបានពីការពិសោធដូចខាងក្រោមជំនួសឱ្យ tangent modulus formula:

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] \quad (B.7)$$

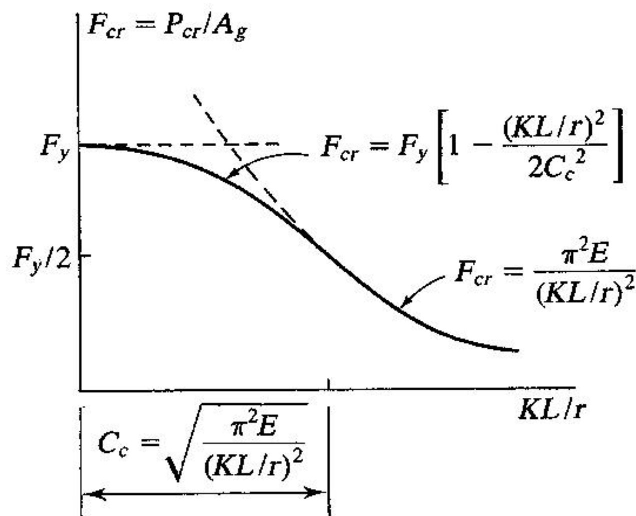
ដែល C_c តម្លៃរបស់ KL/r ដែលត្រូវគ្នានឹងកុងត្រាំង $F_y/2$ ។ សមីការ B.7 បង្ហាញពីខ្សែប៉ារ៉ាបូលដែលប៉ះនឹងខ្សែកោង Euler នៅត្រង់ $KL/r = C_c$ ហើយប៉ះទៅនឹងបន្ទាត់ដេកនៅត្រង់ $KL/r = 0$ ។ យើងអាចរកសមីការសម្រាប់ C_c ដោយផ្ទឹមខាងស្តាំរបស់សមីការ B.6 ស្មើនឹង $F_y/2$ ៖

$$\frac{F_y}{2} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{C_c^2}$$

យើងទទួលបាន $C_c = \sqrt{\dfrac{2\pi^2 E}{F_y}}$ (B.8)

មុននឹងការអនុវត្តមេគុណសុវត្ថិភាព វេស៊ីស្តង់សសរលើតំបន់ slenderness ពេញ ត្រូវបានបង្ហាញដោយក្រាភិចនៅក្នុងរូបទី B.២ ។

FIGURE B.2



ដើម្បីទទួលនូវកុងត្រាំងសង្កត់អនុញ្ញាត យើងចែកសមីការ B.6 និង B.7 ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព។ មេគុណសុវត្ថិភាពសម្រាប់សសរអេឡាស្ទិចគឺ 23/12 ។ សម្រាប់សសរ inelastic គេប្រើមេគុណដែលប្រែប្រួលដូចខាងក្រោម៖

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}$$

សមីការនេះមានតម្លៃ 5/3 នៅពេល $KL/r=0$ (ដូចគ្នាសម្រាប់ yielding របស់អង្គត់រងការទាញ) ហើយតម្លៃ 23/12 នៅពេល $KL/r=C_c$ (ប្រហែល 15% ច្រើនជាង 5/3)។ ដោយចែកសមីការស្មើស្តង់ជាមួយមេគុណសុវត្ថិភាពដែលសមស្រប យើងទទួលបានកុងត្រាំងអនុញ្ញាតដូចខាងក្រោម:

សម្រាប់ $KL/r<C_c$

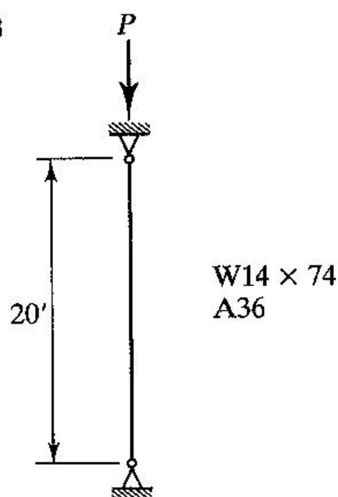
$$F_a=\frac{F_y\left[1-\frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right]}{\frac{5}{3}+\frac{3(KL/r)}{8C_c}-\frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \tag{B.9}$$

សម្រាប់ $KL/r>C_c$

$$F_a=\frac{\pi^2E}{(KL/r)^2}\div\frac{23}{12}=\frac{12\pi^2E}{23(KL/r)^2} \tag{B.10}$$

សម្រាប់អង្គត់ដែលមានមុខកាត់ slender គេត្រូវធ្វើការកាត់បន្ថយកុងត្រាំងអនុញ្ញាតដើម្បីគិតពីលទ្ធភាពដែលអាចកើតមាន local buckling ។ គេទទួល មេគុណកាត់បន្ថយនេះពី appendix ដែលមាននៅក្នុង Specification ។

ឧទាហរណ៍ B.២: កំណត់បន្ទុកធ្វើការអនុញ្ញាត P សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី B.៣។



ដំណោះស្រាយ: ត្រួតពិនិត្យមើលថាតើអង្គត់ជាអង្គត់ដែលមានមុខកាត់ slender ឬអត់។ ផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់សម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់ដែលឱ្យនៅក្នុង ASD Specification មានលក្ខណៈដូចគ្នានៅក្នុង LRFD Specification:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.4$$ (ពី properties table ដែលមាននៅក្នុង Manual)

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8 > 6.4 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{h}{t_w} = 25.3$$

$$\frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{36}} = 42.2 > 25.3 \qquad \text{(OK)}$$

កុងត្រាំងគឺ $f_a = P/A_g$ ដូចនេះបន្ទុកដែលត្រូវរក្នាគឺ $P = f_a A_g$ ហើយបន្ទុកសង្កត់អនុញ្ញាតគឺ $F_a A_g$ ។ ពីសមីការ B.8

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2(29000)}{36}} = 126.1$$

ផលធៀប slenderness អតិបរមាគឺ

$$\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_{\min}} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(20)(12)}{2.48} = 96.77$$

លទ្ធផលដែលទទួលបានតូចជាង C_c ដូចនេះគេអាចរក F_a ពីសមីការ B.9:

$$F_a = \frac{F_y\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} = \frac{36\left[1 - \frac{(96.77)^2}{2(126.1)^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(96.77)}{8(126.1)} - \frac{(96.77)^3}{8(126.1)^3}} = 13.38ksi$$

ចម្លើយ: $P = F_a A_g = 13.38(21.8) = 292kips$

Design Aids

ASD manual មាន column design aids ដែលមានទម្រង់ស្រដៀងគ្នានៅក្នុង LRFD Manual ។ ក្នុងចំណោម aids ទាំងនេះភាគច្រើនជាតារាងសម្រាប់បន្ទុកតាមអ័ក្សអនុញ្ញាត ។ នៅពេលគេបញ្ចូលប្រវែងប្រសិទ្ធភាព KL និងលទ្ធភាពទ្របន្ទុកធ្វើការដែលទាមទារទៅក្នុងតារាង គេអាចរកបាននូវមុខកាត់ដែលមានលទ្ធភាពគ្រប់គ្រាន់បានយ៉ាងលឿន ។ ដូចគ្នានឹង LRFD column load table ដែរ គេគួប្រើប្រវែងប្រសិទ្ធភាព $K_y L$ ធៀបនឹងកាំនិចលភាពអប្បបរមា r_y ។ ម្យ៉ាងទៀតគេអាចបញ្ចូល $K_x L/(r_x/r_y)$ ។

នៅពេលដែលគេរកមេគុណប្រវែងប្រសិទ្ធភាព K ពី Jackson-Mooreland alignment chart គេ

អាច អនុវត្តមេគុណកាត់បន្ថយ stiffness ប្រសិនបើសសរជា inelastic នៅពេលបាក់ $(KL/r < C_c)$ ។ Manual ក៏ផ្តល់តារាងសម្រាប់ការចង់បាននេះដែរ ។

B.៤. ធ្នឹម (Beams)

កុងត្រាំងពត់អតិបរមានៅក្នុង homogeneous beam ដែលមិនមានកុងត្រាំងក្រៅពីដែនសមាមាត្រ ត្រូវបានឱ្យដោយ flexural formula:

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S}$$

ដែល M = ម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមានៅក្នុងធ្នឹម

c = ចំងាយពីអ័ក្សណឺតទៅសរសៃក្រៅគេបំផុត

I = ម៉ូម៉ង់និចលភាពធៀបអ័ក្សពត់

S = ម៉ូឌុលមុខកាត់អេឡាស្ទិច

ការពណ៌នាក្នុងផ្នែកនេះត្រូវបានកំណត់ត្រឹម hot-rolled I និង H-shaeped cross section ដែលរងការពត់ធៀបអ័ក្សកែងទៅនឹងទ្រនុង (អ័ក្ស x) ។

កុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាតត្រូវបានសំគាល់ដោយ F_b និងឈរលើស្ថានភាពកំណត់ដូចតទៅ: yilding, local buckling ឬ lateral-torional buckling ។ នៅក្នុង ASD គេនឹងមានភាពងាយស្រួលប្រសិនបើ គេបំបែកធ្នឹមជាពីរគឺ: ធ្នឹមដែលមានទម្រខាង (laterally supported beam) និងធ្នឹមដែលមិនមានទម្រខាង (laterally unsupported beam) ។ ប្រសិនបើធ្នឹមមាន lateral support គ្រប់គ្រាន់ កុងត្រាំងអនុញ្ញាតនឹងឈរលើ yielding ក្នុងករណីមុខកាត់ compact ហើយវានឹងឈរលើ local buckling ក្នុងករណីមុខកាត់ uncompact ។ កុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាតសម្រាប់ laterally unsupported beams នឹងឈរលើ lateral-torsional buckling ។

Lateral support

គេគិតថាធ្នឹមដែលមាន unbraced length L_b មាន lateral support គ្រប់គ្រាន់ដើម្បីការពារ lateral-torsional buckling នៅពេលដែល $L_b \le L_c$ ដែល L_c ជាតម្លៃតូចជាងគេក្នុងចំណោម

$$L_c = \frac{76 b_f}{\sqrt{F_y}} \le \frac{20000}{(d/A_f)F_y} \quad \text{(US)} \qquad \text{(B.12)}$$

$$L_c = \frac{200 b_f}{\sqrt{F_y}} \le \frac{137900}{(d/A_f)F_y} \quad \text{(IS)}$$

យើងប្រើលក្ខខណ្ឌនេះដើម្បីកំណត់ចំណាត់ថ្នាក់របស់ធ្នឹមថាជា laterally supported ឬ laterally unsupported ។

Laterally Supported Beams

ប្រសិនបើ laterally supported beam អាចរងកុងត្រាំងដល់ចំនុច yield ដោយគ្មាន local buckling នោះមេគុណសុវត្ថិភាពគឺ 5/3 ហើយកុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺ

$$F_b = \frac{F_y}{F.S.} = \frac{F_y}{5/3} = 0.60F_y$$

លក្ខខណ្ឌនេះត្រូវនឹងរូបរាងដែលមានផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ស្ថិតនៅដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុតសម្រាប់ noncompactness ដែល $b_f / 2t_f = 95/\sqrt{F_y}$ (US) ឬ $b_f / 2t_f = 250/\sqrt{F_y}$ (IS) ។ (ដែនកំណត់នេះខុសគ្នាពីដែនកំណត់របស់ LRFD ប៉ុន្តែគេប្រើវានៅទីនេះ ដោយសារវាមិនទាក់ទងនៅក្នុងសមីការ AISC សម្រាប់ ASD) ។ ប្រសិនបើមុខកាត់នេះ compact គេអាចទទួលលក្ខខណ្ឌប្លាស្ទិចពេញដោយគ្មាន local buckling ហើយគេអនុញ្ញាតឱ្យបន្ថែម 10% សម្រាប់កុងត្រាំងអនុញ្ញាត ។ ដូចនេះក្នុងករណីនេះ កុងត្រាំងអនុញ្ញាតគឺ

$$F_b = 1.10(0.60F_y) = 0.66F_y$$

សម្រាប់ noncompact shape, AISC ប្រើ linear transition ចន្លោះ $0.6F_y$ និង $0.66F_y$ ដោយឈរលើតម្លៃ $b_f / 2t_f$ ។ គ្រប់ hot-rolled I- and H-shapes ទាំងអស់នៅក្នុង Manual មាន compact web ។ កុងត្រាំង អនុញ្ញាតសម្រាប់ករណីនេះឱ្យនៅក្នុសមីការខាងក្រោម:

$$F_b = F_y\left(0.79 - 0.002\frac{b_f}{2t_f}\sqrt{F_y}\right)$$

រូបទី B.៤ បង្ហាញពីទំនាក់ទំនងរវាងផលធៀបទទឹងលើកម្រាស់ជាមួយនឹងកុងត្រាំងអនុញ្ញាតសម្រាប់ laterally supported beams ។ គេដោះស្រាយ slender shape នៅក្នុង appendix ដែលមាននៅក្នុង Specification ប៉ុន្តែវាមិនមាន hot-rolled I- and H-shapes នៅក្នុង Manual ជា slender ទេ ។

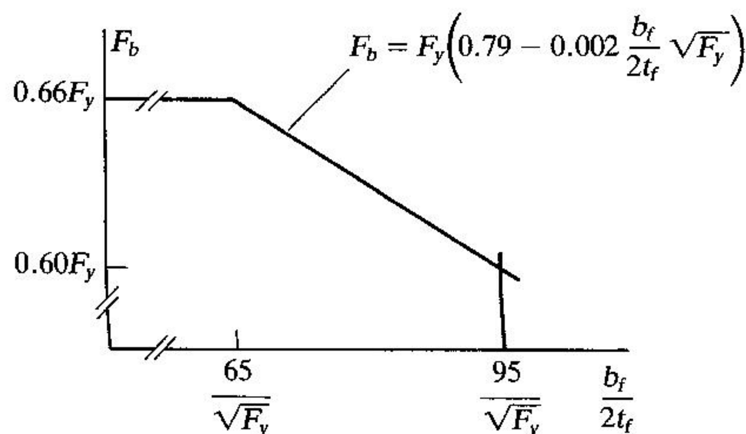
កុងត្រាំងសម្រាប់ laterally supported beam មានដូចខាងក្រោម:

ប្រសិនបើរូបរាងជា compact

$$F_b = 0.66F_y \qquad \text{(B.13)}$$

ប្រសិនបើរូបរាងជា noncompact

$$F_b = F_y\left(0.79 - 0.002\frac{b_f}{2t_f}\sqrt{F_y}\right) \qquad \text{(B.14)}$$



Laterally Unsupported Beams

រេស៊ីស្តង់របស់ lateral unsupported beam គឺឈរលើស្ថានភាពកំណត់របស់ lateral-torsional buckling ។ នៅក្នុង ASD, ស្ថានភាពនេះមានពីរយ៉ាងគឺ: uniform warping និង nonuniform warping ។ Uniform warping គឺមានលក្ខណ:អេឡាស្ទិច ហើយស្ថានភាពកំណត់គឺ

$$f_u = \frac{0.65E}{L_b d / A_f} \qquad \text{(B.15)}$$

ដែល d = កម្ពស់សរុបរបស់ធ្នឹម

A_f = ក្រឡាផ្ទៃរបស់ស្លាបរងការសង្កត់

ចំណែក nonuniform warping អាចជា inelastic ឬក៏អេឡាស្ទិច ។ សម្រាប់អេឡាស្ទិច warping, failure stress គឺ

$$f_{nu} = \frac{\pi^2 E}{(L_b / r_y)^2} \qquad \text{(B.16)}$$

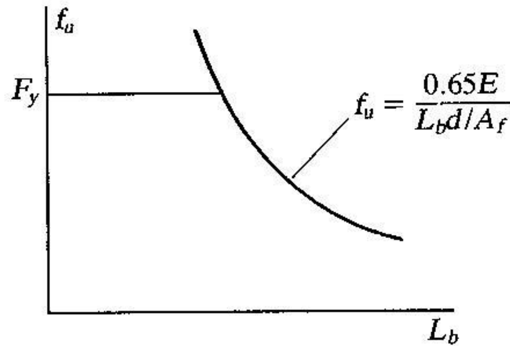
សម្រាប់ inelastic warping, គេប្រើសមីការដែលបានមកពីការពិសោធដែលមានលក្ខណ:ស្រដៀងគ្នានឹងសមីការសម្រាប់អង្គត់រងការសង្កត់

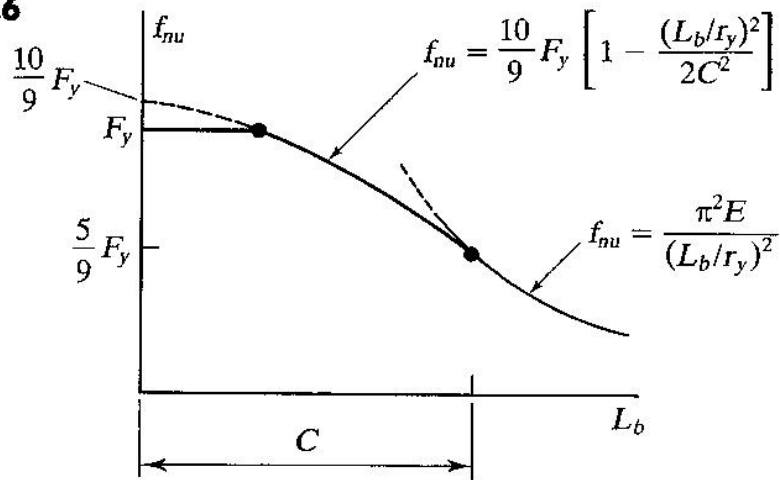
$$f_{nu} = \frac{10}{9} F_y \left[1 - \frac{(L_b / r_y)^2}{2C^2}\right] \qquad \text{(B.17)}$$

ដែល C = តម្លៃអតិបរមារបស់ L_b សម្រាប់ nonuniform warping ជា inelastic (ប្រសិនបើ $L_b > C$, warping ជា elastic)

$$= 3\pi \sqrt{\frac{E}{5F_y}}$$

Buckling stress ដែលឱ្យដោយសមីការ B.15-B.17 ត្រូវបានកំណត់ត្រឹមដែនខ្ពស់បំផុតរបស់ F_y ។ រូបទី B.5 បង្ហាញពី uniform warping stress ជាអនុគមន៍ទៅនឹង L_b និងរូបទី B.6 បង្ហាញពី nonuniform warping stress ។





ដើម្បីទទួលបានសមីការ AISC សម្រាប់កុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាតដែលឈរលើ lateral-torsional buckling, គេត្រូវធ្វើការកែតម្រូវទៅលើសមីការដែលបានរៀបរាប់ពីមុនដូចតទៅ:

1. គេត្រូវចែក failure stress ទាំងអស់ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព 5/3
2. គេជំនួសកាំនិចលភាព r_y ដោយ r_T ដែលជាកាំនិចលភាពធៀបអ័ក្សខ្សោយសម្រាប់ ចំណែករបស់មុខកាត់ដែលមានស្លាបរងការសង្កត់ និងមួយភាគបីនៃផ្នែកសង្កត់របស់ទ្រនុង ។ តម្លៃនេះមិនជាខុសគ្នាពី r_y ដែលមាននៅក្នុងតារាងរបស់ ASD Manual ទេ ។
3. គ្រប់សមីការទាំងអស់ត្រូវបានសរសេរដោយមានផលធៀប L_b/r_T

4. មេគុណ C_b ត្រូវបានគិតបញ្ចូលសម្រាប់បំរែបំរួលរបស់ម៉ូម៉ង់ពត់លើ unbraced length (សមីការ warping គឺឈរលើម៉ូម៉ង់ពង្រាយស្មើ)
5. ទោះបីជា lateral-torsional buckling strength ត្រូវបានបំបែកចេញពីបង្គុំ uniform និង nonuniform warping ក៏ដោយ ក៏ AISC ប្រើបង្គុំណាដែលមានតម្លៃធំជាង។

គេអាចសង្ខេបសមីការ AISC សម្រាប់កុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាតសម្រាប់ laterally unsupported beam ដូចខាងក្រោម៖

សម្រាប់ $\frac{L_b}{r_T} < \sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}}$ (US) $\frac{L_b}{r_T} < \sqrt{\frac{703300C_b}{F_y}}$ (IS)

$$F_b = 0.60F_y$$

សម្រាប់ $\sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} \le \frac{L_b}{r_T} \le \sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}}$

យកតម្លៃដែលធំជាងគេក្នុងចំណោម

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L_b/r_T)^2}{1530000C_b}\right]F_y \le 0.60F_y \quad \text{(US)} \quad \text{(inelastic nonuniform warping)} \quad \text{(B.18)}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L_b/r_T)^2}{10550000C_b}\right]F_y \le 0.60F_y \quad \text{(IS)}$$

និង

$$F_b = \frac{12000C_b}{L_b d/A_f} \le 0.60F_y \quad \text{(US)} \quad \text{(uniform warping)} \quad \text{(B.19)}$$

$$F_b = \frac{82750C_b}{L_b d/A_f} \le 0.60F_y \quad \text{(IS)}$$

សម្រាប់ $\frac{L_b}{r_T} > \sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}}$ (US) $\frac{L_b}{r_T} > \sqrt{\frac{3516500C_b}{F_y}}$ (IS)

យកតម្លៃធំជាងគេក្នុងចំណោម

$$F_b = \frac{170000C_b}{(L_b/r_T)^2} \le 0.60F_y \quad \text{(US)} \quad \text{(elastic nonuniform warping) (B.20)}$$

$$F_b = \frac{1172150C_b}{(L_b/r_T)^2} \le 0.60F_y \quad \text{(IS)}$$

និង

$$F_b = \frac{12000C_b}{L_b d/A_f} \le 0.60F_y \quad \text{(US)} \quad \text{(uniform warping)} \quad \text{(B.19)}$$

$$F_b = \frac{82750C_b}{L_b d/A_f} \le 0.60F_y \quad \text{(IS)}$$

ASD Specification ឱ្យនូវសមីការសម្រាប់ C_b ដែលខុសពី C_b ដែលឱ្យដោយ LRFD Specification ប៉ុន្តែគេអាចប្រើមួយណាក៏បាន។ ចំណាំថា ទោះបីជា flexural strength ដែលយោងតាម LRFD គឺសមាមាត្រដោយផ្ទាល់ទៅនឹង C_b ក៏ដោយ ក៏វាមិនមែនជាករណីសម្រាប់ allowable stress ដែលឱ្យដោយសមីការ B.18 - B.20 ដែរ។ វាមានការស្មុគស្មាញខ្លះក្នុងការគណនា allowable stress របស់ធ្នឹម។

Shear

កុងត្រាំងកម្លាំងត្រូវបានគណនាដោយយកបន្ទុកកម្លាំងកាត់ធ្វើការអតិបរមាចែកនឹងក្រឡាផ្ទៃទ្រនុង។

$$f_v = \frac{V}{A_w} \approx \frac{V}{t_w d}$$

កុងត្រាំងកម្លាំងកាត់គឺឈរលើ shear yielding ហើយត្រូវបានយកស្មើនឹងពីរភាគបីនៃកុងត្រាំងទាញអនុញ្ញាតលើ gross section។

$$F_v = \frac{2}{3}F_t = \frac{2}{3}\left(0.60F_y\right) = 0.40F_y \qquad \text{(B.21)}$$

ឧទាហរណ៍ B.៣: គេប្រើ $W16\times100$ សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញដែលរងបន្ទុកពង្រាយស្មើហើយមាន lateral bracing តែនៅខាងចុងរបស់វា។ ប្រសិនបើគេប្រើដែកប្រភេទ $A36$ កំណត់ម៉ូម៉ង់ពត់ធ្វើការអតិបរមាដែលធ្នឹមនេះអាចទប់បានសម្រាប់ល្វែងដែលមានប្រវែង (a) $10\,ft$ (b) $15\,ft$ និង (c) $40\,ft$ ។

ដំណោះស្រាយ: ដំបូង កំណត់ L_c

ពីសមីការ B.12

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(10.42)}{\sqrt{36}} = 132in = 11\,ft$$

$$\frac{20000}{(d/A_f)F_y} = \frac{20000}{\frac{16.97}{10.42(0.985)}(36)} = 336.0in = 28\,ft$$

គេយកតម្លៃដែលតូចជាងគេ ដូចនេះ $L_c = 11.0\,ft$

a) សម្រាប់ល្វែងដែលមានប្រវែង $10\,ft$

$$L_b = 10\,ft < L_c$$

ដូចនេះធ្នឹមជា laterally supported beam ។

ដោយ $W16\times100$ ជា compact shape សម្រាប់ដែក $A36$, កុងត្រាំងអនុញ្ញាតដែលបានពីសមីការ B.13 គឺ

$$F_b = 0.66F_y = 0.66(36) = 23.76ksi$$

កុងត្រាំងពត់អតិបរមាសម្រាប់ម៉ូម៉ង់ M ដែលឱ្យដោយសមីការ B.11 គឺ $f_b = M/S$ ដូចនេះម៉ូម៉ង់អតិបរមាដែលកើតឡើងនៅពេលកុងត្រាំង f_a ស្មើនឹងកុងត្រាំងអនុញ្ញាត F_b

$$M = F_b S = 23.76(175) = 4158in.-kips = 346\,ft-kips$$

ចម្លើយ: a) ម៉ូម៉ង់អតិបរមា $= 346\,ft-kips$

b) សម្រាប់ល្វែងដែលមានប្រវែង $15\,ft$

$$L_b = 15\,ft > L_c = 11.0\,ft$$

ដូចនេះធ្នឹមជា laterally unsupported beam ។

$r_T = 2.81in.$ (តម្លៃនេះត្រូវបានឱ្យនៅក្នុង properties table នៅក្នុង ASD Manual)

$$\frac{L_b}{r_T} = \frac{15(12)}{2.81} = 64.06$$

សម្រាប់ធ្នឹមទម្រសាមញ្ញរងបន្ទុកពង្រាយស្មើដែលមាន lateral bracing នៅខាងចុង, $C_b = 1.14$ (ដែលគណនាជាមួយនឹង LRFD Specification equation ប៉ុន្តែគេក៏អាចប្រើវាជាមួយនឹង ASD equation ផងដែរ) ។ កំណត់ដែនកំណត់សម្រាប់ L_b / r_T

$$\sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{102000(1.14)}{36}} = 56.8$$

$$\sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510000(1.14)}{36}} = 127$$

ដោយសារ $56.8 < L_b / r_T < 127$ គេប្រើសមីការ B.18 និង B.19

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L_b / r_T)^2}{1530000C_b}\right] F_y \le 0.60F_y$$

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{36(64.06)^2}{1530000(1.14)}\right] 36 = 20.95ksi$$

ឬ $$F_b = \frac{12000C_b}{L_b d / A_f} \le 0.60F_y$$

$$= \frac{12000(1.14)}{(15\times12)(16.97)/(10.42\times0.985)} = 45.97ksi$$

លទ្ធផលខាងលើមានតម្លៃធំជាង $0.60F_y = 0.60(36) = 21.6ksi$ ។ ដូចនេះយក

$$F_b = 0.60F_y = 21.6ksi$$

ម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមាគឺ

$$M = F_b S = 21.6(175) = 3780 in.kips = 315\, ft - kips$$

ចម្លើយ: b) ម៉ូម៉ង់អតិបរមា $= 315\, ft - kips$

c) សម្រាប់ល្វែងដែលមានប្រវែង 40 ft

$$\frac{L_b}{r_T} = \frac{40(12)}{2.81} = 170.8 > \sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}} = 127$$

ប្រើសមីការ B.19 និង B.20:

$$F_b = \frac{170000C_b}{(L_b / r_T)^2} = \frac{170000(1.14)}{(170.8)^2} = 6.643ksi < 0.6F_y$$

ឬ $$F_b = \frac{12000C_b}{L_b d / A_f} = \frac{12000(1.14)}{(40 \times 12)(16.97)/(10.42 \times 0.985)} = 17.24ksi < 0.60F_y$$

យក $F_b = 17.24ksi$ ។ ម៉ូម៉ង់អតិបរមាគឺ

$$M = F_b S = 17.24(175) = 3017 in. - kips = 251\, ft - kips$$

ចម្លើយ: c) ម៉ូម៉ង់អតិបរមា $= 251\, ft - kips$ ។

Design Aids

Design aids សម្រាប់ធ្នឹមភាគច្រើនដែលមាននៅក្នុង LRFD Manual ក៏មាននៅក្នុង ASD Manual ដែរ ។ វារួមមានទាំង design chart ដែលឱ្យ allowable bending moment ជាអនុគមន៍នៃ unbraced length សម្រាប់រូបរាងដែលគេប្រើសម្រាប់ធ្នឹមជាទូទៅ ។ ខ្សែកោងទាំងនេះឈរលើ $C_b = 1.0$ ប៉ុន្តែគេមិនអាចប្រើវាដោយផ្ទាល់សម្រាប់តម្លៃផ្សេងទៀតរបស់ C_b ទេ ដោយសារ allowable stress F_b មិនសមាមាត្រដោយផ្ទាល់ទៅនឹង C_b ។

B.៥. Beam-Columns

គេវិភាគអង្គត់គ្រឿងបង្គុំដែលរងទាំងកុងត្រាំងពត់ និងកុងត្រាំងតាមអ័ក្សជាមួយនឹងសមីការអន្តរអំពើដោយគិតផលធៀបកុងត្រាំងជាក់ស្តែងលើកុងត្រាំងអនុញ្ញាត ។ ASD Specification equation គឺ

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0$$

ដែល x និង y សំគាល់ការពត់តាមអ័ក្ស។ គេប្រើសមីការពីរនៅក្នុង Specification: ដែលមួយគណនាជាមួយនឹងកុងត្រាំងពត់ដែលឈរលើម៉ូម៉ង់អតិបរមាដាច់ខាតនៅក្នុងអង្គត់ និងមួយទៀតជាមួយកុងត្រាំងពត់ដែលឈរលើម៉ូម៉ង់ចុងអតិបរមា។ គេប្រើ amplification factor តែមួយ វាមិនមានមេគុណដាច់ដោយឡែកក្នុងការគិត sway និង nonsway components ។ Amplification factor នេះមានទម្រង់ដូចខាងក្រោម:

$$\frac{C_m}{1-\left(f_a / F'_e\right)}$$

ដែល C_m ត្រូវបានកំណត់ស្មើនឹង:

សម្រាប់អង្គត់ប្រឈមនឹង sidesway

$$C_m = 0.85$$

សម្រាប់អង្គត់ដែលមិនប្រឈមនឹង sidesway ហើយនិងមិនមាន transverse load

$$C_m 0.6 - 0.4\left(M_1 / M_2\right) \qquad \text{(B.22)}$$

ដែល M_1 និង M_2 ជាម៉ូម៉ង់នៅខាងចុងរបស់អង្គត់ ហើយដែលតម្លៃដាច់ខាតរបស់ M_1 តូចជាង។ ផលធៀប M_1 / M_2 វិជ្ជមានប្រសិនបើអង្គត់កោងឌុប ហើយវាមានតម្លៃអវិជ្ជមានសម្រាប់កំណោងទោល។

សម្រាប់អង្គត់ដែលទប់ប្រឆាំងនឹង sidesway ហើយមាន transverse load

$C_m = 0.85$ ប្រសិនបើចុងត្រូវបានទប់មិនឱ្យវិល

$C_m = 1.0$ ប្រសិនបើចុងមិនត្រូវបានទប់

មេគុណ F'_e ជាផលចែករវាង Euler buckling stress ជាមួយនឹងមេគុណសុវត្ថិភាព 23/12 :

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23\left(KL_b / r_b\right)^2} \qquad \text{(B.23)}$$

អក្សរ b សំដៅលើអ័ក្សនៃការពត់។ ប្រសិនបើគេពិចារណាការពត់ធៀបនឹងអ័ក្ស x នោះ $F'_e = F'_{ex}$ និង $KL_b / r_b = KL_x / r_x$ ។ ដូចគ្នាសម្រាប់ F'_{ey} ប្រើ $K_y L / r_y$ ។

គេត្រូវត្រួតពិនិត្យសមីការអន្តរអំពើខាងក្រោម:

ប្រសិនបើ $f_a / F_a \le 0.15$, គេមិនត្រូវការ moment amplification ហើយ

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0 \qquad \text{(B.24)}$$

ប្រសិនបើ $f_a / F_a > 0.15$, គេត្រូវត្រួតពិនិត្យសមីការទាំងពីរខាងក្រោម:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \le 1.0 \qquad \text{(B.25)}$$

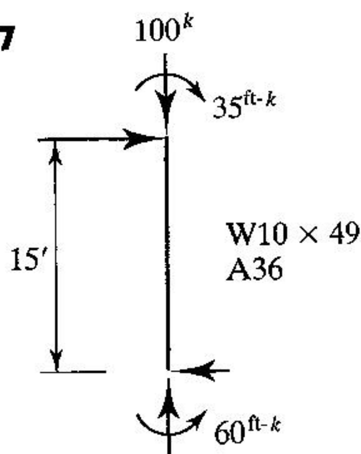
និង $$\frac{f_a}{0.6F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq 1.0 \qquad \text{(B.26)}$$

សមីការ B.25 ជាការត្រួតពិនិត្យស្ថេរភាព ហើយគេប្រើម៉ូម៉ង់ពត់អតិបរមាដើម្បីគណនា f_{bx} និង f_{by} ។ សមីការ B.26 ដែលមិនប្រើ amplification factor ជាការត្រួតពិនិត្យកុងត្រាំង ហើយគេប្រើម៉ូម៉ង់ចុងអតិបរមាដើម្បីគណនា f_{bx} និង f_{by} ។ ចំណាំថា គេប្រើ $0.60F_y$ ជំនួសឱ្យ F_a នៅក្នុងសមីការ B.26 ដោយសារស្ថានភាពកំណត់ជា yielding ជាជាង buckling ។ សម្រាប់មូលហេតុដូចគ្នា គេអាចពិចារណាអង្កត់ជា laterally supported member សម្រាប់ការគណនា F_{bx} នៅក្នុងសមីការ B.26 ប៉ុន្តែគេត្រូវគិតលក្ខខណ្ឌ lateral bracing ជាក់ស្តែងនៅពេលយើងប្រើសមីការ B.25 ដើម្បីត្រួតពិនិត្យ ។

គោលបំណងរបស់មេគុណ C_{mx} នៅក្នុងសមីការ B.25 គឺដើម្បីគិតពី gradient ម៉ូម៉ង់ធៀបអ័ក្ស x របស់អង្កត់ ។ នៅក្នុង laterally supported member គេប្រើមេគុណ C_b ក្នុងការគណនា F_{bx} ក៏ដើម្បីគិតពី gradient ដែរ ។ ដូចនេះ Specification យក C_b ស្មើមួយនៅពេលដែលគេគិត F_{bx} សម្រាប់ប្រើនៅក្នុងសមីការ B.25 សម្រាប់អង្កត់ដែលពង្រឹងប្រឆាំងនឹងការរំកិលតំណ (members braced againt joint translation) ។

ឧទាហរណ៍ B.៤: Beam-column ដែលបង្ហាញនៅក្នុងរូបទី B.7 ជាផ្នែករបស់ braced frame ។ ការពត់គឺធៀបនឹងអ័ក្ស x ហើយចុងរបស់វាត្រូវមាន lateral bracing ។ សន្មត់ថា $K_x = K_y = 1.0$ ចូរវិភាគអង្កត់ដោយគោរពតាម AISC Specification ។

FIGURE B.7



ដំណោះស្រាយ: កុងត្រាំងរងការសង្កត់តាមអ័ក្ស

$$f_a=\frac{P}{A_g}=\frac{100}{14.4}=6.944ksi$$

គណនាកុងត្រាំងសង្កត់អនុញ្ញាត

Slenderness ration អតិបរមាគឺ

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.0(15)(12)}{2.54} = 70.87$$

ពីសមីការ B.8

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2(29000)}{36}} = 126.1$$

ដោយសារ $KL/r \le C_c$, កំណត់កុងត្រាំងសង្កត់អតិបរមាជាមួយសមីការ B.9

$$F_a = \frac{F_y\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} = \frac{36\left[1 - \frac{(70.87)^2}{2(126.1)^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(70.87)}{8(126.1)} - \frac{(70.87)^3}{8(126.1)^3}} = 16.34ksi$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{6.944}{16.34} = 0.4250 > 0.15$$

ដូចនេះត្រូវពិនិត្យសមីការ B.25 និង B.26

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{60(12)}{54.6} = 13.19ksi$$

$$f_{bv} = 0$$

គណនាកុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាត

ពីសមីការ B.12

$$\frac{76 b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(10.00)}{\sqrt{36}} = 126.7in. = 10.6\,ft$$

$$\frac{20000}{(d/A_f)F_y} = \frac{20000}{\frac{9.98}{0.560(10.00)}(36)} = 311.7in. = 26.0\,ft$$

តម្លៃដែលតូចជាងលុប ដូចនេះ $L_c = 10.6\,ft$ ។ ប្រវែងនេះគឺតូចជាង unbraced length $L_b = 15\,ft$ ដូចនេះ អង្កត់នេះត្រូវបានគេគិតជា laterally unsupported beam ។ ដោយសារអង្កត់នេះត្រូវបានទប់នឹង sidesway ដូចនេះយក $C_b = 1.0$

$$\sqrt{\frac{102000 C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{102000(1.0)}{36}} = 53.2$$

$$\sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510000(1.0)}{36}} = 119$$

$$\frac{L_b}{r_T} = \frac{15(12)}{2.74} = 65.69$$ (r_T ត្រូវបានរៀបជាតារាងនៅក្នុង Manual)

ដោយសារ $53.2 < L_b / r_T < 119$ យកតម្លៃដែលគណនាជាមួយនឹងសមីការ B.18 និង B.19 ដែលធំជាងតែមិនត្រូវធំជាងដែនកំណត់ខ្ពស់បំផុតនៃ

$$0.60F_y = 0.60(36) = 21.6ksi$$

ពីសមីការ B.18

$$\left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L_b / r_T)^2}{1530000C_b}\right]F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{36(65.69)^2}{1530000(1.0)}\right] = 20.34ksi$$

ពីសមីការ B.19

$$\frac{12000C_b}{l_b d / A_f} = \frac{12000(1.0)}{(15\times 12)(9.98)/(0.560\times 10.00)} = 37.4ksi$$

តម្លៃដែលបានសមីការទាំងពីរខាងលើធំជាង $0.6F_y$ ដូចនេះ

$$F_{bx} = 0.60F_y = 21.6ksi$$

ដំបូងត្រួតពិនិត្យសមីការ B.26 ។ នៅក្នុងសមីការនេះ អ្វីដែលត្រូវត្រួតពិនិត្យគឺលក្ខខណ្ឌកុងត្រាំងនៅត្រង់ទម្រ ដូចនេះគេត្រូវគណនាកុងត្រាំងពត់អនុញ្ញាតរបស់អង្គត់នេះ ប្រសិនបើអង្គត់រងការសង្កត់របស់វាមាន full lateral support ។ $W16\times 49$ ជា compact សម្រាប់ដែក $A36$ ដូចនេះគេអាចយកកុងត្រាំងអនុញ្ញាត $0.66F_y$ ។ ដោយ ការពត់ធៀបនឹងអ័ក្ស x ដូចនេះគេចោលតួដែលទាក់ទងនឹងការពត់ធៀបអ័ក្ស y ។ ដូចនេះគេបាន

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{6.944}{0.60(36)} + \frac{13.19}{0.66(36)} = 0.877 < 1.0 \quad \text{(OK)}$$

ត្រួតពិនិត្យសមីការ B.25

ពីសមីការ B.22

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\left(-\frac{35}{60}\right) = 0.8333$$

Slenderness ratio ដែលប្រើក្នុងការគណនា F'_{ex} គឺ

$$\frac{KL_b}{r_b} = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.0(15)(12)}{4.35} = 41.38$$

ហើយ $$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(K_x L / r_x)^2} = \frac{12\pi^2 (29000)}{23(41.38)^2} = 87.21ksi$$

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}}=0.4250+\frac{0.8333(13.19)}{\left(1-\frac{6.944}{87.21}\right)21.6}=0.978<1.0 \qquad \text{(OK)}$$

ចម្លើយ: $W10\times 49$ គ្រប់គ្រាន់

Design Aids

ក្រៅពីតារាង និងដ្យាក្រាមសម្រាប់គណនាសសរ និងធ្នឹម principal Manual design aid សម្រាប់ beam-column ជាតារាងនៃតម្លៃថេរសម្រាប់ប្រើក្នុងការជ្រើសរើសមុខកាត់ដំបូង (Burgett, 1973)។ តម្លៃថេរទាំងនេះ អាចឱ្យអ្នកគណនាបំលែងម៉ូម៉ង់ពត់ឱ្យទៅជាបន្ទុកតាមអ័ក្សសមមូលដែលអាចផ្សំជាមួយនឹងបន្ទុកជាក់ស្តែងដើម្បីទទួលបានបន្ទុកតាមអ័ក្សប្រសិទ្ធភាពសរុប។ បន្ទាប់មកគេអាចបញ្ចូលបន្ទុកតាមអ័ក្សប្រសិទ្ធភាពនេះទៅក្នុង Column allowable load table គេនឹងទទួលបានមុខកាត់សាកល្បងដែលគេអាចយកវាទៅសិក្សាផ្ទៀងផ្ទាត់បាន។

B.៦. សន្និដ្ឋាន (Concluding Remarks)

ទោះបីជា ASD ត្រូវបានជំនួសយ៉ាងលឿនដោយ LRFD ក៏ដោយ ក៏វានៅតែត្រូវបានអនុញ្ញាតឱ្យប្រើដោយ AISC ដដែល ហើយពេលខ្លះក៏គេនៅតែប្រើវាដែរ។ សម្រាប់អ្នកសិក្សាដែលមានបំណងចង់ដឹងលំអិតពី ASD លើសពីអ្វីដែលបានរៀបរាប់ក្នុងឧបសម្ព័ន្ធនេះអាចរកបាននៅក្នុង Design of Steel structure (Gaylord and stallmeyer, 1992) ដែលនៅក្នុងនោះក៏មានរៀបរាប់ពី AISC Specification provision ផងដែរ។